UNIVERSITY OF
ILLINOIS LIBRARY
AT URBANA - CHAMPAIGN
ENGINEERING

DIE BAUTECHNIK

FACHSCHRIFT
FÜR DAS GESAMTE BAUINGENIEURWESEN

SCHRIFTLEITUNG

GEH. REGIERUNGSRAT A. LASKUS

III. JAHRGANG

1925

MIT 2080 TEXTABBILDUNGEN UND 5 TAFELN

BERLIN 1925

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Alle Rechte vorbehalten. — Nachdruck verboten.

620.5
BAU
v.3

400.13

ENX

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

31 Dec 1934 Mann

Inhalts-Verzeichnis des 3. Jahrgangs, 1925.

Seite

Aachen, Der Aachener Kanalplan . . . 616
Abraumförderbrücken im Braunkohlentagebau 635, 682
Abteufen von Bergwerkschächten nach dem Gefrierverfahren in neuzeitlich verbesserten Ausführungen 325
Abwasserkanal Mülheim—Oberhausen—Duisburg 328
Abwasserleitung, Die besondere Bedeutung von Steinzeugrohren für Städteabwässerungen 56
Afghanistan, Wüstenbewässerung . . . 396
Akademie der Wissenschaften zu Wien . 430
Akustik, Raum-A. 510
Amerika, Die längste Holzbrücke der Welt (im Staate Utah) 23
— Eine Staumauer von 220 m Höhe (Black-Canyon-Damm) 259
— Geplanter Großschiffahrtsweg in den Vereinigten Staaten von Nordamerika 420
— 25 Jahre amerikanischer Technik . 444, 468
— Bockbrücken aus Beton 449
— Gewölbereihendämme 604
— Die Art des Straßenverkehrs auf amerikanischen Landstraßen und seine Beziehungen zur Befestigungsart . 607
— Technik des nordamerikanischen Straßenbaues 675, 694, 704
— Verkehrsregelung auf den Straßen in den Vereinigten Staaten 725
Amsterdam, Der Bau der drei Trockendocks der Nederlandsche Dok-Maatschappij in A. 319
Angora, Wasserversorgung von A. . . . 781
Architekten- und Ingenieur-Verein . . . 733
Ärmelkanal, Die Verbindung über den Ä. 418
Arthurs-Paß-Tunnel in Neuseeland . . . 196
Asphalt 22
Atami in Japan, Der Tanna-Tunnel bei A. 619, 665
Ausrüsten von Dreigelenkbogen . . . 505
Ausstellung, Internationale A. für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung 96
— Bau-A. in Essen 1925 . . . 192, 429, 450
— „Heim und Technik" in Leipzig 1926 316, 448
— Die Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums auf der Deutschen Verkehrs-A. in München . . 409
— Noch einiges von der Schiffahrtabteilung der Verkehrs-A. zu München 473
Bagger, Elektrischer Baggerantrieb . 276, 300
Baggerarbeiten, Übertragung von B. in Frankreich an eine deutsche Firma 417
Bahnbauten s. Eisenbahnen.
Bahnhof, Anlagen der Heizung, Lüftung und Be- und Entwässerung am B. Friedrichstraße, Berlin 142
— Der Wasserbedarf unserer Großbahnhöfe 316
— Der zweite Bauteil des Haupt-B. Stuttgart fertiggestellt 392
Bahnhofsumbauten der englischen Südbahn 439
Balawali-Eisenbahnbrücke, Verstärkung der B.-E. über den Ganges 407

Seite

Baltzer, F., Geh. Oberbaurat, Professor, Berlin-Wilmersdorf, Die japanischen Eisenbahnen im Rechnungsjahr 1922/23 122
Basel, Internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung 96
Bauausstellung Essen 1925 . . 192, 429, 450
Baumaschinen, Schwimmende Gußbetonanlage für Hafenbauten 94
— Straßen-Betoniermaschinen . . . 126, 224
— Preßluftwerkzeuge im Bauwesen . . . 220
— Betonförderanlage (Scajaquada-Creek, Buffalo) 246
— Elektrischer Baggerantrieb . . . 276, 300
— Neuartige Einrichtungen zum Gleisumbau 295
— Lieferung einer Betonmischmaschinenanlage 308
— Holländische Holzpfahlramme 401
— Gußbetonanlage bei Schleuse Anderten 486
— Fahrbare Gußbetonanlage 731
— Rammbär (in Fort William) 781
Baumesse, Leipziger B. 448
Baustahl, Niete aus hochwertigem B. . . 207
Baustoffe, Asphalt 22, 419
— Das Wesen des Gußbetons 249
— Verwendung von Grubenkies zur Herstellung von Beton 280
— Walzasphalt für Straßenbau 419
— Wasserglas als Bindemittel für Schotterstraßen in Frankreich 463
— Wassergehalt des Gußbetons, auf Grund von Erfahrungen beim Bau der neuen Geestemünder Doppelschleuse 490, 507
— Behandlung von Chausseen und Makadamstraßen mit Sulfitlauge . . . 618
— Neuer deutscher Stahl 631
— Elastizität und Festigkeit von Glas als Baustoff 640
— Eisenbeton als Schwellenmaterial im Hauptbahnbetriebe 744
Bauunfall s. Unfall.
Bear-Mountain-Brücke, Die längste Hängebrücke der Welt 194
Beaumont-sur-Oise, Eine Dreigelenkbogenbrücke in Eisenbeton . . . 259
Becker, K. H., Prof. Dr. Dr., Dr.-Ing. ehr. 719
Belastungsannahmen, s. a. Vorschriften.
— für englische Straßenbrücken 283
Belastungsproben zur Klärung des Einflusses der Elastizität des Bodens auf die Berechnung eines Schleusenbodens 411
Belastungsversuche mit Gitterträgern, ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten 317, 389, 413
Belelubsky, N. v., † 408
Belgien, Über den Betrieb der Schiffshebewerke des Centrekanals . . . 501
Benoit, G., Geh. Hofrat, ordentl. Prof. Dr.-Ing. ehr. 685
Berechnung, s. a. Statik.
— des wirtschaftlichsten Durchmessers einer Druckleitung bei Anwendung elektrisch betriebener Pumpen . . 614

Seite

Berechnungen, Dynamische B. im Eisenbahnoberbau 17
Berechnungsgrundlagen s. Vorschriften.
Berg, A., Reichsbahn-Betriebsingenieur, Hersfeld, Einrichtungen, Hilfsmittel und Erfahrungen bei beschleunigten Brückenumbauten 477
Bergbahn, Die Zugspitzbahn . 241, 431, 463
Bergrutsch beim oberen Portal des Schieferhaldetunnels bei km 66+303 der Schwarzwaldbahn 632
Bergwerkschächte, Abteufen von B. nach dem Gefrierverfahren in neuzeitlich verbesserten Ausführungen . . . 325
Berlin, Bemerkenswerte Einzelheiten der Speicheranlagen im B. Westhafen 1, 40, 70
— Umbau der Einfahrt zum Humboldthafen in B. 111
— Untertunnelung der Potsdamer Bahn in B. 114
— Anlagen der Heizung, Lüftung und Be- und Entwässerung am Bahnhof Friedrichstraße, B. 142
— Groß-Berliner Verkehrsfragen und Straßendurchbrüche 235
— Tempelhofer Strecke der B. Nordsüdbahn 280
— Untergrundbahn 293
— Anwachsen des B. Wasserverbrauchs 306
— Beseitigung der Niveaukreuzung der Straßenbahnen auf dem Potsdamer Platz in B. 324
— Verkehrsverbesserung auf dem Potsdamer Platz in B. 416
— Das dritte Hafenbecken des B. Westhafens vor der Vollendung . . . 429
— Instandsetzung der gewölbten Brücken der Berliner Stadtbahn 525
Bernhard, K., Baurat, Berlin, Müller-Breslau † 261
— Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken 658
— Dr.-Ing. ehr. 684
Berrer, A., Dr.-Ing., Tungchi Technische Hochschule, Woosung (China), Pieranlage in Manila 489
— — Standsicherheitsuntersuchung von Kaimauern in weichem Lehmboden 728
Bestimmungen s. Vorschriften.
Beton, s. a. Eisenbeton, Gußbeton.
— Wasser zum Anmachen von B. . . . 194
— Verwendung von Grubenkies zur Herstellung von B. 280
Betonbau bei Frost (Rocky Mountains, Canada) 642
Betonfangedamm des Trockendockneubaues in Stockholm 781
Betonförderanlage (Scajaquada-Creek, Buffalo) 246
Betonkanäle, bewegliche Schalung für B. 236
Betonmischmaschinenanlage 308
Betonschwellen, Schienenbefestigung auf B. 31
Beton-Verein, 28. Hauptversammlung des Deutschen B.-V. 66, 113, 123

869241

Seite

Be- und Entwässerung, Anlagen der Heizung, Lüftung und B. u. E. am Bahnhof Friedrichstraße, Berlin 142
Bewässerung, Wüsten-B. in Afghanistan 396
Bezeichnungen s. Vorschriften.
Biema, van, Regierungsbaurat, Halle a. S., Zur Entwicklungsgeschichte des Stellwerkbaues 48
Binnenschiffahrt, Internationale Ausstellung für B. und Wasserkraftnutzung 96
Binswanger, W., Dipl.-Ing., München, Das Wasserkraftelektrizitätswerk Schönmühl an der Loisach 757
Birmingham, Verbindung B. mit der See 439
Black-Canyon-Damm, Staumauer von 220 m Höhe 259
— Selbsttätige Wehranlage 778
Blunck, O., Reichsbahnrat, Altona, Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen 505
Bodensee, Wasser- und Energie-Wirtschaftsfragen vom B. und Oberrhein 45, 108
Bodenuntersuchung, Anwendung der geophysikalischen Methoden zur B. im Tief- und Wasserbau 55
Böhnig, H., Dr.-Ing., Braunschweig, Berechnung von Bogen- und Rahmentragwerken über gleiche Öffnungen mit Hilfe eines statisch unbestimmten Hauptsystems 63
Bohny, Dr.-Ing., Baurat, Sterkrade (Rhld.), Entwurf der Ingenieurfirma Robinson & Steinman, New York, für die Sydney-Brücke 125, 630
— Der Umbau und die Verbreiterung der Rheinbrücke bei Düsseldorf . . . 421
Bosch, Oberbaurat Dr.-Ing., 25 Jahre im Gemeindedienst 602
Boston, Einsturz des Pickwick-Klubhauses in B. 603
Braunschweig, Bau einer Versuchsstraße bei Br. 116
Brausewetter, Viktor, Ingenieur, Zum 80. Geburtstag 605
Breslau, Messehalle der Stadt B. . . . 115
Brest, Ausbau und Erweiterung des Hafens von Brest 307
Briske, Regierungsbaumeister, Tokyo, Der Tanna-Tunnel bei Atami, Japan 619, 665
Brix, Geh. Regierungsrat, Prof., Dr.-Ing., Berlin, Ausführungen und Erfahrungen auf dem Gebiete des Automobilstraßenbaues 498
Brodführer, C. Th., Regierungsbaurat, Berlin, Anlagen der Heizung, Lüftung und Be- und Entwässerung am Bahnhof Friedrichstraße, Berlin . . 142
Bruchversuche, Spannungsmessungen und Br. an einer Talsperrenmauer . . 780
Brücke, Eisenbahn-Br. über den Nordarm des Sanagastromes 22
— Eisenbahn-(Versuchs-)Br. über die Segerothstraße in Essen 22
— Eisenbahn- und Straßen-Br. über die Save bei Sabac 22
— Holz-Br. im Staate Utah (Nordamerika) 23
— Sydney-Br., New York 25, 125, 440, 451, 630
— Rhône-Br. bei La Voulte, Ausbesserung 31
— Wansbeck-Fluß-Br. in Northumberland 44
— Jamaika-Bay-Boulevard in New York . 54
— Lidingö-Br. bei Stockholm . . 59, 226, 250
— Fußgänger-Br. über den Kanal Hamm-Lippstadt bei Hamm in Westfalen 128
— Eisenbahn-Br. über den Nors-älv in Schweden 194
— Bear-Mountain-Br. 194
— Donaukanal-Br. in Wien, Verschiebung 194
— Hoch-Br. über den Hafen von Kopenhagen, Wettbewerb 194
— Hudson-Br. in New York . 194, 286, 304
— Einsturz einer Eisenbahn-Br. (über den Prypetfluß in Rußland) 196
— Elbe-Br. bei Hämerten, Erneuerung 197, 210
— Rhein-Br. bei Düsseldorf, Umbau 222, 421
— Verschiebung eines Brückenlagers durch Erdrutsch (Br. in Seattle, U. S. A.). 246
— Niagara-Eisenbahn-Br. 246
— Spree-Br. zwischen Treptow und Karlshorst 248

Seite

Brücke, Dreigelenkbogen-Br. in Eisenbeton bei Beaumont-sur-Oise . . . 259
— Maas-Br. in Rotterdam 270
— Waterloo-Br. bei Bettws-y-Coed . . . 293
— Neckar-Br. in Mannheim, Wettbewerb 293, 430, 643, 668, 678, 701
— Eisenbahn-Br. über die Ems bei Weener 297, 310
— Tal-Br. in scharfer Kurve über den Pacheco-Paß (Californien) 328
— Pregel-Br. zu Königsberg (Preußen) . . 329
— Königin-Br. in Rotterdam, Preisausschreiben 385
— über Sauerelven, Norwegen 397
Zuschrift 464
— Balawali-Eisenbahn-Br. über den Ganges 407
— Delaware-Br. (zwischen Philadelphia und Camden) 462, 659
— Straßen-Br. über den Firth of Forth . 463
— Hoch-Br. über den Tyne in Newcastle 487
— Hänge-Br. von Lézardrieux 512
— Straßen-Br. über den Missouri bei Omaha 524
— Warnow-Br. bei Niex an der Strecke Rostock—Laage, Umbau 541
— Hudson-Br. bei Castleton (New York) 601
— Blechträger-Br. mit schiefer Fahrbahn bei Depew (Buffalo) 617
— Überführung bei km 69,97 der badischen Hauptbahn zwischen Durlach und Karlsruhe 648
— Delaware-Br. zwischen Philadelphia und Camden, Gründung 659
— Scarsdale-Br. 661
— in Drammen, Norwegen, Wettbewerb . 698
— Donau-Br., Umbau 767
Brücken, s. a. Vorschriften.
— Br.-Bauten der Friedrich-Alfred-Hütte 22
— Verkehrstechnische und städtebauliche Studie im Anschluß an den Wiederaufbau der Weidendammer Brücke in Berlin 117, 325
— Einfluß der Fliehkräfte auf Eisenbahn-Br. 169
— Verkehrsbahndecke beweglicher Einbauten bei Straßen-Br. 265
— Drei neue Hänge-Br. über den Allegheny-River in Pittsburg 281
— Belastungsannahmen für englische Straßen-Br. 283
— Fristverlängerung für die Einreichung der Apparate zum Wettbewerb für die Erlangung eines Spannungs- und eines Schwingungsmessers zur Bestimmung der dynamischen Beanspruchung eiserner Br. . . 306, 719
— Belastungsversuche mit Gitterträgern, ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten 317, 389, 413
— Br.-Bau in Indien 420
— Bock-Br. aus Beton 449
— Einfluß der Gleiskrümmung auf die Durchbiegung der Hauptträger eiserner Eisenbahn-Br. 471
— Einrichtungen, Hilfsmittel und Erfahrungen bei beschleunigten Brückenumbauten 477
— Schweizer Brückenbau 487
— Freiheit von Querverkehr und Umblick auf Straßen-Br. 516
— Instandsetzung der gewölbten Br. der Berliner Stadtbahn 525
— Berechnung von eisernen Überbauten mit drei Hauptträgern 557
Brückenlager, Verschiebung eines Br. durch Erdrutsch 246
— Vorschlag für ein einheitliches Br. 254, 267
Brückensäule auf der Kölner Messe . . 721
Bücherschau.
Amos, Versuche mit Plattenbalken II. . 177
Baumgarten, Arbeitswissenschaft und Psychotechnik in Rußland 592
Bazali † u. Baumeister, Zahlenbeispiele zur statischen Berechnung von Eisenbeton-Konstruktionen, 2. Aufl. . . 593
Becker, Maurer- und Steinhauerarbeiten II. Teil, 2. Aufl. 183
Bethge, Das Wesen des Gußbetons . . 249
Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken 587

Seite

Bücherschau.
Bleich, Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes, 2. Aufl. 661
Brabbée, H., Rietschels Leitfaden der Heiz- und Lüftungstechnik, 7. Aufl. 589
Burgdorfer, Der Eingelenkbogen für massive Straßenbrücken 182
Burghardt, Praktische Anleitung zum Kalkbrennen im Hoffmannschen Kalkringofen 182
Döring, Wind und Wärme bei der Berechnung hoher Schornsteine aus Eisenbeton 773
Dörnen, Die bisherigen Anschlüsse steifer Fachwerkstäbe und ihre Verbesserung 588
Dreyer, Beiträge zu einer dynamischen Theorie des Eisenbahnoberbaues 591
Ehlers, Die Clapeyronsche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung 184
Feldhaus, „Tage der Technik“ 772
Fornari, Le Bonifiche Idrauliche . . . 179
Geusen: Leitfaden für den Unterricht in Stein-, Holz- und Eisenkonstruktionen an maschinentechnischen Fachschulen, 2. Aufl. 183
— Die Eisenkonstruktionen, 4. Aufl. . 588
Hartmann, Die genaue Berechnung gelenkloser Gewölbe und der Einfluß des Verlaufes der Achse und der Gewölbestärken, 2. Aufl. 593
Helbing, 25 Jahre Emschergenossenschaft 592
Hellan, Knickung. Über v. Kármáns Versuche. Eine Studie zur Biegungstheorie 383, 593
Hentrich, Bericht der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau über eine Reise nach London zum Studium der Automobilstraßen in London und Umgebung usw. 601
Herzka, Schwindspannungen in Trägern aus Eisenbeton 592
Imhoff, Fortschritte der Abwasserreinigung 592
— Taschenbuch der Stadtentwässerung, 4. Aufl. 593
Janssen, Technische Wirtschaftslehre . 771
Jürges, Der Wärmeübergang an einer ebenen Wand 182
Keller u. Opitz, Bautechnisches Taschenbuch, 3. Aufl. 184
Kersten, Brücken in Eisenbeton, Teil III 381
— Der Eisenhochbau, 3. Aufl. 587
— Der Eisenbetonbau I, 13. Aufl. . . 588
Kleinlogel, Rahmenformeln, 5. Aufl. . 589
— Nordamerikanische Betonstraßen . . 591
Kommerell u. Schulz, Einfluß der Fliehkräfte auf Eisenbahnbrücken . . . 381
Kopfermann, Lehrbuch für den wärmewirtschaftlichen Unterricht an den Fachschulen des Baugewerbes . . 384
Kunze, Neue Tabellen für exzentrisch gedrückte Eisenbetonquerschnitte . 593
Lorenz, Lehrbuch der Techn. Physik: Technische Mechanik starrer Gebilde, 2. Aufl., I. Teil 177
Marcus, Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten 768
Memmler, Das Materialprüfungswesen, 2. Aufl. 182
Menge, Das Bayernwerk und seine Kraftquellen 772
Moede, Industrielle Psychotechnik . . 182
Möller, Bauunfälle und deren Vermeidung 382
Mörsch, Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung, 5. Aufl., 2. Band, 2 Lfg. 181
Mühlhofer, Zeichnerische Bestimmung der Spiegelbewegungen in Wasserschlössern von Wasserkraftanlagen mit unter Druck durchflossenem Zulaufgerinne 589
Müller-Breslau †, Die graphische Statik der Baukonstruktionen, II. Bd., II. Abt. 2. Aufl. 589

Seite

Bücherschau.

Müller-Wulckow, Bauten der Arbeit und des Verkehrs aus deutscher Gegenwart 774
Opitz, s. Keller.
Ott, Wassermessungen bei Wasserkraftanlagen 774
Padler, Grundlagen für den praktischen Eisenbetonbau 773
Petersen, Erddruck auf Stützmauern . 184
Pollack, Verwitterung in der Natur und an Bauwerken 770
Reichel † u. Sander, Feuerschutz in Fabriken 771
Riepert, Elementare Einführung in den Eisenbetonbau, I. Teil, 5. Aufl. . . 589
Roudolf, E. Schubert, Die Sicherungswerke im Eisenbahnbetrieb, 5. Aufl. 2. Bd. 772
Saliger, Der Eisenbeton, 5. Aufl. . . . 590
Samter, Hydromechanik 181
Schaar, Die Beanspruchungen der Straßen durch die Kraftfahrzeuge 773
Schewior, Der Erdbau, I. Teil 183
Schmidt, Die Entwicklung der Gleisrückmaschinen und das maschinelle Gleisrücken 183
Schubert s. Roudolf.
Schuchhardt, Robert Koldewey, Heitere und ernste Briefe aus einem deutschen Archäologenleben . . . 773
Schultze, Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis 180
Schulz s. Kommerell u. Sch.
Sander s. Reichel.
Seitz, Grundlagen des Ingenieurholzbaues 593
Spangenberg, Eisenbetonbogenbrücken für große Spannweiten 381
Starke, Großgasversorgung 178
Steinman, A practical treatise on Suspension Bridges 769
Streck, Aufgaben aus dem Wasserbau, angewandte Hydraulik 183
Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage 383
Thiel, Die Arbeitsfestigkeit der Eisenbetonbalken 179
Thiem, Der gußeiserne Rohrbrunnen, 2. Aufl. 593
Vogt, Temperaturschwankungen und Temperaturbewegungen von Beton- und Steinbrücken 769
Weyrauch, Pädagogik an Technischen Hochschulen 661
Witte, Taylor — Gilbreth — Ford . . . 384
Ziegler, Der Talsperrenbau, 3. Aufl., I. Bd. 483
Zimmermann, Die Knickfestigkeit gekrümmter Stäbe mit elastischer Einspannung 179
Bauwesen und Baustoffindustrie . . . 629
Beihefte zum „Gesundheits-Ingenieur" Nr. 19, Jürges, Der Wärmeübergang an einer ebenen Wand 182
Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 629
— über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe, 5. Aufl. 260
Beton-Kalender 1925, Berichtigung . . 184
— 1926 769
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 54, Amos, Versuche mit Plattenbalken, II. Teil 177
„Die Wasserkräfte Bayerns", Sonderheft der Bayerischen Industrie- und Handelszeitung, 55. Jahrg., Nr. 24 . 177
Eisenbahnwesen, Die eisenbahntechnische Tagung und ihre Ausstellungen 1924 382
Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken . . 658, 686
Handbibliothek für Bauingenieure, I. Teil, Bd. 1, Timerding, Mathematik . . 593
— — I. Teil, Bd 4, Näbauer, Vermessungskunde 382
— — II. Teil, Bd. 1, Blum, Schimpff, Schmidt, Städtebau 592
— — II. Teil, Bd. 2, Giese, Blum, Risch, Linienführung 770
— — II. Teil, Bd. 6, Cornelius, Eisenbahn-Hochbauten 591

Seite

Bücherschau.

Handbibliothek f. Bauingenieure, II. Teil, Bd. 7, Cauer, Sicherungsanlagen im Eisenbahnbetriebe 590
— — II. Teil, Bd. 8, Jacobi, Blum, Risch, Verkehr und Betrieb der Eisenbahnen 774
— — III. Teil, Bd. 4, Engelhard, Kanal- und Schleusenbau 180
— — III. Teil, Bd. 7, Krüger, Kulturtechnischer Wasserbau 384
— — III. Teil, Bd. 8, Proetel, See- und Hafenbau 181
Handbuch der Ingenieurwissenschaften, III. Teil, Bd. 4, Genzmer, Die Entwässerung der Städte, 5. Aufl. . . 590
— — IV. Teil, Bd. 2, 1. Kapitel, Schwemann, Das Tiefbohrwesen, 3. Aufl. 180
— — Bd. I, 1. Kapitel, Claus, Vorarbeiten f. Eisenbahnen u. Straßen, 5. Aufl. 183
Hütte des Bauingenieurs, 24. Auflage . 177
„Hütte", Des Ingenieurs Taschenbuch, 25. Aufl., 1. Bd. 768
Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1925 772
— der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 5. und 6. Band 178
Joseph Melan zum siebzigsten Geburtstage 184
Kalktaschenbuch 1925 180
Monographien zur Feuerungstechnik, Heft 6, Starke, Großgasversorgung . 178
Tafeln zur Berechnung eiserner Eisenbahnbrücken 383
„Technische Praxis", Bd. 30, Pollack, Verwitterung in der Natur und an Bauwerken 770
XI. Kongreß für Heizung und Lüftung 1924 in Berlin 381
Eingegangene Bücher . 184, 384, 594, 774
Buer, N., Oberbaurat, Hamburg, Zur Frage der Industrieansiedlung in den Seehafenstädten 92
— Umgestaltung des Straßenbahnnetzes in Oslo 283
— Maßgebende Gesichtspunkte bei der Planung von Stadt- und Vorortbahnen 433
— Der Hafen von Gothenburg 523
Buhle, M., Geheimrat Professor, Dresden, Bemerkenswerte Einzelheiten der Speicheranlagen im Berliner Westhafen 1, 40, 70
— 25 Jahre amerikanischer Technik. Eindrücke von zwei Studienreisen nach Nordamerika 1898 und 1924 . 444, 468
Californien, Talbrücke in scharfer Kurve über den Pacheco-Paß 328
— Bautechnische Beobachtungen und Folgerungen bei dem neuen Erdbeben in C. 497, 510
Canada (Rocky Mountains), Betonbau bei Frost 642
Cassinone, H., Oberbaurat, Karlsruhe, Dr.-Ing. chr. Friedrich Meythaler † 722, 782
Castleton (N. Y.), Eisenbahnbrücke über den Hudson bei C. 601
Chicago, Unterfangungsarbeiten in 30 m Wassertiefe 450
Clapham Common (London), Eisenbauten aus Stäben kreisförmigen Querschnitts 43
Contag, M., Geh. Baurat, Berlin-Friedenau, Der Plan einer Schleuse-Talsperre bei Kloster Veßra unterhalb Schleusingen 453
— Noch einiges von der Schiffahrtsabteilung der Verkehrsausstellung zu München 473
— Die 56. Hauptversammlung des Zentralvereins für Deutsche Binnenschiffahrt 486
Craemer, H., Dr.-Ing., Düsseldorf, Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern 627
Zuschriften 754
Cuxhaven, Arbeitsmethoden und Erfahrungen beim Bau der Fischereihafenerweiterung in C. 81

Seite

Czitary, E., Ing., Dr., Wien, Ausgestaltungsmöglichkeit der Standseilbahn-Linienführung 441, 456, 524
Damm, Die Verbindung über den Ärmelkanal 418
— Bahn-D. zur Insel Norderney . . . 674
Dammbau Sylt 258
Dammbruch s. Unfall.
David, L., Dr.-Ing., Magistratsbaurat, Berlin, Zur statischen Berechnung der Glasdachsprossen 242
— Über Versuche, die dem Eisenbau noch vonnöten wären 303
Deich, Abschluß der Zuidersee 97
— Der Bau der Strecke Nordholland—Wieringen des Abschluß-D. der Zuidersee 595
Deichbruch bei Scharnau a. d. Weichsel im Juli 1925 684
Depew b. Buffalo, Bemerkenswerte Blechträgerbrücke mit schiefer Fahrbahn 617
Detroit, Hochstraßen in Amerika . . . 11
— Bruch eines Erddammes bei D. . . . 393
Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen 722
— Vortrag „Die Überlandstraßen im Rahmen des Gesamtverkehrswesens" 270
— Vortrag „Welchen Grad hat der Stand der menschlichen Arbeitskräfte durch Maschinen im Bauwesen erreicht usw." (Vortragsbericht Weihe) 672
— Ortsgruppe Berlin, Vortrag über den Bau der Talsperre Muldenberg . . 10
— Ortsgruppe Brandenburg 32, 66, 128, 603, 616
— — Vortrag „Die Geschichte des Werkstoffes für Eisenbauten und die neueren Bestrebungen betr. die Verwendung eines hochwertigen Baustahles" 80
— — Vortrag „Neuere Eisenwasserbauten auf dem Gebiete des Wehrbaues" . 96
— — Vortrag „Neuere Montagemethoden im Eisenbau" 114
— — Vortrag „Die Wasserstraßen, ihre verkehrs- und kulturwirtschaftlichen Aufgaben und ihre Stellung im deutschen Verkehrswesen" 235
— — Bericht über die Besichtigung der Tempelhofer Strecke der Berliner Nordsüdbahn 280
Deutsche Verkehrsausstellung München, Die Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums auf der D. V. M. 1925 . . . . . 409, 473
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Bestimmungen des D. A. f. E., September 1925 . . . . . 521, 612, 629
Deutscher Beton-Verein (E. V.), 28. Hauptversammlung 66, 113, 123
Deutscher Eisenbau-Verband, Die wissenschaftliche Tagung in Karlsruhe am 27. Oktober 1925 708
Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V. . . . 720
Dienstbezeichnungen für die oberen Reichsbahnbeamten 56
Dock, Trockendock im Hafen von Esquimalt in Britisch-Columbien . . . 223
— Bau der drei Trockendocks der Nederlandsche Dok-Maatschappij in Amsterdam 319
— Betonfangedamm des Trockendock-Neubaues in Stockholm 781
Doemming, A. v., † 225
Donath, Regierungsrat, Berlin, s. Patentschau.
Donaubrücke, Umbau einer großen D. bei Aufrechterhaltung des Gesamtverkehrs und ohne Einbau von Notbrücken 767
Donauschleuse am Kachlet bei Passau . 733
Dreigelenkbogen, Zur Frage des Ausrüstens von Dr. 505
Drehlaufkran, Universal-Dr. 296
Dreyer, Regierungsbaurat, Dr.-Ing., München, Dynamische Berechnungen im Eisenbahnoberbau 17
Dreyer, G., Ingenieur, Gewerbestudienrat, Mittweida, Trägheitsmomente und Randspannungen d. kreisringförmig. Querschnitts bei ausmittigem Druck 105

Seite
Driessen, Ch., ir., Utrecht, Internationales Preisausschreiben für die Erneuerung der Königinbrücke in Rotterdam 385
— Belastungsproben zur Klärung des Einflusses der Elastizität des Bodens auf die Berechnung eines Schleusenbodens 411
— Berechnung des wirtschaftlichsten Durchmessers einer Druckleitung bei Anwendung elektrisch betriebener Pumpen 614
Drillungsmomente bei kreuzweise bewehrten Platten 717
Druckleitung, Berechnung des wirtschaftlichsten Durchmessers einer Dr. bei Anwendung elektrisch betriebener Pumpen 614
Duisburg, Abwasserkanal Mülheim—Oberhausen—D. 328
Duisburg-Ruhrort, Verladebrücke im D.-R. Hafen 322
Düsseldorf, Umbau und Verbreiterung der Rheinbrücke bei D. 222, 421
Dynamische Berechnungen im Eisenbahnoberbau 17
Eberhardt, W., Professor, Stuttgart, Das Kraftwerk Mühlhausen a. d. Enz . 687
Ehrenberg, Reichsbahnrat, Schwerin, Der Umbau der Warnowbrücke bei Niex an der Strecke Rostock—Laage . 541
Ehrich, Stadtbaurat, Hanau, Der Handels- und Industriehafen Hanau . . . 13
Einsturz s. Unfall.
Eisabführung an Wehren 237
Eisenbahnbrücken s. Brücken.
Eisenbahnen, Oberbau und Signale der E. von Neusüdwales 95
— Bahnbauten in der Türkei 116
— Die japanischen E. im Rechnungsjahr 1922/23 122
— Hedschasbahn 195
— Umbau der City- und Südlondoner E. 247
— Deutsche E.-Bauten in Rußland . . . 296
— Umgrenzungslinie der festen Teile für einige Haupt-E. der Welt (ausschl. Deutschland) 407
— Maßgebende Gesichtspunkte bei der Planung von Stadt- und Vorortbahnen 433
— Abmessungen der englischen E. . . . 462
— Neue Eisenbahnbauten in der Tschechoslowakei 488
— Memels Eisenbahnverbindungen mit Litauen 523, 698
— Schneller Eisenbahnbau (Florida) . . 660
Eisenbahnoberbau s. Oberbau.
Eisenbahnpumpstation mit 100 m Pumphöhe 68
Eisenbau, s. a. Vorschriften.
— Messehalle VIII für die Leipziger Messe- und Ausstellungs-Aktiengesellschaft (Lemag) 4
— Brückenbauten der Friedrich-Alfred-Hütte 22
— Sydney-Brücke . . 25, 125, 440, 451, 630
— Ausbesserung einer gußeisernen Bogenbrücke (Rhône-Brücke bei La Voulte) 31
— Eisenbauten aus Stäben kreisförmigen Querschnitts 43
— Zwischenschaltung von Querschnittswerten bei Winkeleisenprofilen . . 51
— Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm 59, 226, 250
— Berechnung von Bogen- und Rahmentragwerken über gleiche Öffnungen mit Hilfe eines statisch unbestimmten Hauptsystems 63
— Nietberechnungen mit Hilfe von nomographischen Tafeln 74, 207, 308, 417
— Bau eines 255 m hohen Turmes für die Hauptfunkstelle Königswusterhausen 80
— Geschichte des Werkstoffes für Eisenbauten und die neueren Bestrebungen betr. die Verwendung eines hochwertigen Baustahles 80
— Eisenwasserbauten auf dem Gebiete des Wehrbaues 96
— Montagemethoden im E. 114
— Unfreiwilliger Versuch betreffend den Lochleibungsdruck 115

Seite
Eisenbau, Einfluß der Fliehkräfte auf Eisenbahnbrücken 169
— Neuerungen auf dem Gebiete des Rostschutzes bei der Deutschen Reichsbahn 187, 505
— Hudson-Brücke in New York 194, 286, 304
— Eisenbahnbrücke über den Nors-älv in Schweden 194
— Bear-Mountain-Brücke, die längste Hängebrücke der Welt 194
— Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten 197, 210
— Umbau und Verbreiterung der Rheinbrücke bei Düsseldorf . . . 222, 421
— Vorschlag für ein einheitliches Brückenlager 254, 267
— Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener 297, 310
— Versuche, die dem Eisenbau noch vonnöten wären 303
— Belastungsversuche mit Gitterträgern, ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten 317, 389, 413
— Verladebrücken 322, 419
— Pregelbrücke zu Königsberg (Preußen) 329
— Brücke über Sauerelven, Norwegen . 397
Zuschrift 464
— Verstärkung der Balawali-Eisenbahnbrücke über den Ganges 407
— 200-Jahr-Feier der Lauchhammerwerke 430
— Hängebrücke über den Delaware zwischen Philadelphia und Camden 462
— Einfluß der Gleiskrümmung auf die Durchbiegung der Hauptträger eiserner Eisenbahnbrücken 471
— Einrichtungen, Hilfsmittel und Erfahrungen bei beschleunigten Brückenumbauten 477
— Schweizer Brückenbau 487
— Rostschutz von Eisenbauten 505
— Hängebrücke von Lézardrieux . . . 512
— Verbreiterung der Straßenbrücke über den Missouri bei Omaha 524
— Warnowbrücke bei Niex an der Strecke Rostock—Laage 541
— Berechnung von eisernen Überbauten mit drei Hauptträgern 557
— Eisenbahnbrücke über den Hudson bei Castleton (N. Y.) 601
— Bemerkenswerte Blechträgerbrücke mit schiefer Fahrbahn (bei Depew bei Buffalo) 617
— Ein neuer deutscher Stahl 631
— Abraumförderbrücken im Braunkohlentagebau 635, 682
— Nietstaffelberechnung bei genieteten Blechträgern 638
— Wettbewerb für die dritte Neckarbrücke in Mannheim . . . 643, 668, 678, 701
— Umbau der Überführung bei km 69,97 der badischen Hauptbahn zwischen Durlach und Karlsruhe 648
— Einrammen von I-Trägern 652
— Rahmenbinder für ein Postscheckamtsgebäude 653
Eisenbeton, s. a. Beton.
— als Schwellenmaterial im Hauptbahnbetriebe 744
Eisenbetonbauten bei der Ilse, Bergbau-Aktiengesellschaft 86, 99
Eisenbetonbestimmungen, Die neuen Bestimmungen für die Ausführung ebener Steindecken 521
— Die neuen E. vom 9. September 1925 unter besonderer Berücksichtigung der Berechnung der kreuzweise bewehrten Platten und der Pilzdecken 612
— September 1925 629
Eisenbetonpfähle von 33 m Länge (im Hafen von Manila) 461
Eisenbeton-Senkkasten, Luftdruckgründung mit E.-S. 699, 714
Eisenbetonspundwände . . . 263, 290, 313
Eisenbeton-Ufermauer im Hafen von Pesaro 24
Elektrische Bahnen, Bau el. B. in Guatemala 308
Elektrizitätsversorgung Ostpreußens . . 417
Emmerich, Gründung einer Kranbahn mit Preßbetonpfählen im städtischen Industriehafen zu E. 624

Seite
England, Kanal mit Stromoberleitung (Staffordshire- und Worcester-Kanal) 258
— Bahnhofsumbauten der englischen Südbahn 439
— Abmessungen der englischen Eisenbahnen 462
— Oberbau und seine Unterhaltung in E. und seinen Siedlungen 617
Entlüftungsanlage im Liberty-Straßen-Tunnel in Pittsburgh 459
Enzweiler, Dr.-Ing., Berlin-Siemensstadt, Bau einer Großwasserkraftanlage im Kaukasus 257
Erdbeben vom September 1923 und der Wiederaufbau in Yokohama . . . 189
— Bautechnische Beobachtungen und Folgerungen bei dem neuen E. in Californien 497, 510
Erddruck, Zahlenwerte der Kohäsion beim E. 120
— auf Parallelflügel 404
Zuschrift 605
— Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern 627
— — Zuschrift 734
— Standsicherheitsuntersuchung von Kaimauern in weichem Lehmboden . 728
Erlaß s. Vorschriften.
Erlinghagen, O., Rheinhausen, Vortrag über die Geschichte des Werkstoffes für Eisenbauten und die neueren Bestrebungen betr. die Verwendung eines hochwertigen Baustahls . . . 80
Ernst, Reichsbahnrat, Berlin, Die neuen Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft . 204
— Vorschriften für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen, Dächer und Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken 496
Esquimalt, Trockendock im Hafen von E. in Britisch-Columbien 223
Essen, Bauausstellung 192, 429, 450
Eßlingen, Kesselschmiede E. 33
Euting, W., Präsident, Stuttgart, Die Ausführung von Kleinpflaster auf Landstraßen 663
Faber, E., Dr.-Ing. chr., Dr. rer. pol. h. c., München, Die Wolfschen Bauten zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse 185
— Der Oberrhein und seine bauliche Behandlung. Ein Beitrag zur Förderung der Rheinschiffahrt 398
Fahnauer, A. J. †, Ingenieur, Belgrad, Der durchlaufende Träger. Eine neue analytische Darstellung der Einflußlinien für die Biegungsmomente, Querkräfte, Durchbiegungen und Verdrehungen bei durchlaufenden Trägern 569
Falschlunger, F., Dipl.-Ing., München, Die Zugspitzbahn 241
— Die Inbetriebnahme des Spullerseewerkes 259
— und Ing. A. Kittel, Berlin, Die amtlichen italienischen Bestimmungen für Entwurf und Ausführung von Talsperren 388
Feuerbeständige Bauweise s. Vorschriften.
Filme, Neuere F. der Reichsbahn . . . 641
Filteranlage, Schnell-F. der Stadt Stuttgart 192
Findeisen, Dr.-Ing., Regierungbaurat, Dresden, Unterschied in der Empfindlichkeit zwischen Zapfenlagerung und Schneidenlagerung bei Dehnungsmessern 89
Firth of Forth, Eine Straßenbrücke über den F. 463
Fischereihafen s. Hafen.
Fliehkraft, Einfluß der Fliehkräfte auf Eisenbahnbrücken 169
Florida, Schneller Eisenbahnbau 660
Flußbau, Regulierung und Schiffbarmachung des Tiberunterlaufs in der Ebene von Rom 93
— Regulierung der korrigierten Oberrheinstrecke Sondernheim (Speyer)—Straßburg und die dabei angewandten Bauweisen 129

Seite

Flußbau, Die Wolfschen Bauten zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse 185
— Stand der Unterweservertiefung . . . 221
— Der Oberrhein und seine bauliche Behandlung 398
— Strombauarbeiten Preußens im Köhlbrand 448
— Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen 735
Fölsing, Fr., Reichsbahnrat, Frankfurt a. O., Belastungsversuche m. Gitterträgern, ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten 317, 389, 413
Forchheimer, Prof. Dr., Mitglied der Wiener Akademie der Wissenschaften 430
Förderbrücken, Abraum-F. im Braunkohlentagebau 635, 682
Forschungsanstalt für Wasserkraft, Gründung einer neuen F. 395
Fort William, Ein ungewöhnlicher Rammbär 781
Foß, Regierungsbaurat, und Regierungsbaurat Hassenstein, Minden, Die Zylinderschütze der Unterschleuse des Südabstiegs zu Minden i. W. . 776
Franck, E., Baurat, Dipl.-Ing., Leipzig, Preßluftwerkzeuge im Bauwesen . 220
Frankreich, Die größte Talsperre der Welt 236
— Unsicherheit des französischen Oberbaues 440
— Wasserglas als Bindemittel für Schotterstraßen in Fr. 463
Friedrich, Dr., Ministerialrat und Geheimer Baurat, Berlin, Deckeneinsturz in dem aufgestockten Geschäftsbause einer Verlagsfirma 52
— Die neuen Bestimmungen für die Ausführung ebener Steindecken . . . 521
Friedrichshagen, Spreetunnel bei Fr. . . 432
Fritsche, J., Dr. techn., Ing., Privatdozent an der Deutschen Technischen Hochschule, Prag, Zur Berechnung der Knickbelastung v. Bogenträgern 465, 483
Funkturm, Bau eines 255 m hohen Turmes für die Hauptfunkstelle Königswusterhausen 80

Gaber, E., Professor Dr.-Ing., Karlsruhe, Die Entlüftung des Königsstuhltunnels in Heidelberg. Ihr Entwurf und Bau und ein Vorschlag zu ihrer Verbesserung 152
— Der Bau des Geertunnels im Maastale bei Visé 160
— Die Versuchsanstalt für Holz, Stein und Eisen der Technischen Hochschule Karlsruhe 214
— Wettbewerb für die Friedrich-Ebert-Brücke über d. Neckar in Mannheim 293
— Die preisgekrönten Wettbewerbentwürfe für die dritte Neckarbrücke in Mannheim 430
— Die Entlüftungsanlage im Liberty-Straßentunnel in Pittsburgh . . . 459
— Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim 643, 668, 678, 701
Garbotz, G., Privatdozent Dr., Oberingenieur der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin, Elektrischer Baggerantrieb 276, 300
Gasbehälter, Wasserlose 603
Gasfernleitung im Ruhrgrubengebiet . . 476
Gaye, Regierungs- und Baurat, Wesermünde, Das Wesen des Gußbetons . . . 249
Gdingen, der künftige polnische Seehafen 432, 626
Geertunnel, Der Bau des G.-T. im Maastale bei Visé 160
Geophysikalische Methoden zur Bodenuntersuchung im Tief- u. Wasserbau 55
Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen 735
Geschiebeführende Flüsse, Die Wolfschen Bauten zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse 185
Gesteschi, Th., Dr.-Ing., Berlin, Die neuen Eisenbetonbestimmungen vom 9. September 1925 unter besonderer Berücksichtigung der Berechnung der kreuzweise bewehrten Platten und der Pilzdecken 612

Seite

Glas, Elastizität und Festigkeit von Gl. als Baustoff 640
Glasdach, Statische Berechnung der Glasdachsprossen 242
Gläsel, Dr.-Ing., Dresden, Röhrenbahn für die Post in London 31
Gleisumbau, Einrichtungen zum Gl. . . 295
Gothenburg, Hafen 523, 776
Graf, O., Stuttgart, Elastizität und Festigkeit von Glas als Baustoff . . . 640
Grapow, J., Reichsbahnrat, Regierungsbaurat a. D., Berlin, Die Instandsetzung der gewölbten Brücken der Berliner Stadtbahn 525
Groh, E., Dipl.-Ing., Regierungsbaumstr., Zittau i. Sa., Wassertöpfe zum hydraulischen Senken und Heben von Lehrgerüsten 391
Großschiffahrtsweg in den Vereinigten Staaten von Nordamerika 420
Grubenkies, Gr. zur Herstellung von Beton 280
Gründung, Eisenbetonpfähle von 33 m Länge (im Hafen von Manila) . . 461
— einer Kranbahn mit Preßbetonpfählen im städtischen Industriehafen zu Emmerich 624
— Druckluft- und Senkkasten-Gr. beim Bau der Delaware-Brücke zwischen Philadelphia und Camden 659
— Luftdruck-Gr. mit Eisenbeton-Senkkasten 699, 714
Grundwasserabsenkung, Eine versinkende Stadt (Northwich, England) . . . 698
Grundwasserdichtungen 233
Grunhut, R., Oberingenieur, Zürich, Neue und alte Tunnel (Zuschrift) . . . 56
Guatemala, Bau elektrischer Bahnen in G. 308
Gußbeton, Das Wesen des G. 249
— Wassergehalt des G., auf Grund von Erfahrungen beim Bau der neuen Geestemünder Doppelschleuse 490, 507
Gußbetonanlage, Schwimmende G. für Hafenbauten 94
— bei Schleuse Anderten 486
— Fahrbare G. 731
Güterumschlag, Neuerungen auf dem Gebiete des mechanischen Hafenumschlags 394
Güterumschlag-Verkehrswoche 485
Gutmann, M. v., Bergrat, Dr.-Ing. ehr. . 293
Haag, A., Dr.-Ing. ehr., Nikolassee, Über die seitherigen Unterwassertunnel-Ausführungen 7
Hafen, Berliner West-H., Speicheranlagen 1, 40, 70
— Handels- und Industrie-H. Hanau . . 13
— von Havre, Erweiterung 27
— von Rotterdam, Erweiterung 67
— von Lorient, Umbau 80
— Fischerei-H. in Cuxhaven, Erweiterung 81
— Humboldt-H. in Berlin, Umbau der Einfahrt 111
— Frei-H. in Lübeck, Entwurf 235
— Fischerei-H. in Reval 258
— Straßburger Rhein-H., Erweiterung . . 273
— von Brest, Erweiterung 307
— Berliner West-H., Das 3. Hafenbecken vor seiner Vollendung 429
— von Gdingen 432, 626
— von Neapel, Erweiterung 511
— von Gothenburg 523, 776
— Memeler H., Erweiterung 780
Häfen, Entwicklung des Verkehrs in den Nordsee-H. 417
Hafenbautechnische Gesellschaft . 128, 393
Hailer, J., Eisenbahnoberingenieur, Erfurt, Einfluß der Gleiskrümmung auf die Durchbiegung der Hauptträger eiserner Eisenbahnbrücken 471
Hämerten, Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei H. . 197, 210
Hamm, Fußgängerbrücke über den Kanal Hamm-Lippstadt bei H. in Westfalen 128
Hanau, Handels- und Industriehafen . . 13
Handfeuerlöscher, Erlaß des Reichsverkehrsministers betr. H. 324
Hansakanal und der Anschluß Lübecks . 420
Hartmann, Prof. Dr. techn., Mitglied der Wiener Akademie der Wissenschaften 430

Seite

Haselberg, O. v., Regierungsbaumstr. a. D., Zur Verkehrsverbesserung auf dem Potsdamer Platz in Berlin 416
Hassenstein, Regierungsbaurat, und Regierungsbaurat Foß, Minden, Die Zylinderschütze der Unterschleuse des Südabstiegs zu Minden i. W. . 776
Haushaltsplan, Reichs-H. für 1925 . . . 42
— Preußischer H. für 1925 79
Havre, Vergrößerungsbauten des Hafens von H. 27
Hedschasbahn 195
Heidelberg, Entlüftung des Königsstuhltunnels in H. 152
Heiser, Regierungsbaurat Dr.-Ing., Kolberg i. Pomm., Der Rückgang der deutschen Ostseeküste 423
Heizung, Anlagen der H., Lüftung und Be- und Entwässerung am Bahnhof Friedrichstraße, Berlin 142
Helgoland, Felssturze auf H. 315
Herbst, Reg.- und Baurat Dr.-Ing., Berlin, Über den Umbau der Einfahrt zum Humboldthafen in Berlin 111
— Eine verkehrstechnische und städtebauliche Studie im Anschluß an den Wiederaufbau der Weidendammer Brücke in Berlin 117, 325
— Über die Verkehrsbahndecke beweglicher Einbauten bei Straßenbrücken 265
— Über die Freiheit von Querverkehr und Umblick auf Straßenbrücken . . . 516
— Über Luftdruckgründung mit Eisenbeton-Senkkasten 699, 714
Hertwig, Geh. Regierungsrat Professor, Dr.-Ing. ehr. 113
Hochstraßen in Amerika (Detroit) . . . 11
Holzabmessungen für den Hochbau in Groß-Berlin 196
Holzbau, Kesselschmiede Eßlingen . . . 33
— Tribünenbau in neuzeitlicher Holzbauweise 69
— Messehalle der Stadt Breslau 115
— Lokomotivheizhaus auf Bahnhof Kornwestheim 200
— Lokomotivschuppentore 309
— Westfalenhalle, Dortmund 698
Holzpfahlramme, Holländische H. . . . 401
Hudson-Brücke in New York . 194, 286, 304
Hudson-Unterwasser-Straßentunnel (zwischen New York u. New Jersey) 12
Hülsenkamp, Reg.-Baurat a. D., Reichsbahnrat, Berlin, Neuerungen auf dem Gebiete des Rostschutzes bei der Deutschen Reichsbahn 187
— Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahngesellschaft für die Erlangung eines dynamischen Spannungs- und eines Schwingungsmessers 719
Huntington-See (Kalifornien), Tunnelbau am H.-S. 260
Hydraulik, Herleitung hydraulischer Gesetze aus den Eigenschaften loser Haufwerke 76
Hydromechanik, Besondere Schützausbildungen gemäß hydromechanischen Forderungen 209
Ijmuiden, Bau der neuen Schiffschleuse zu Ijm. 57
Indien, Brückenbau in I. 420
Industrieansiedlung, Frage der I. in den Seehafenstädten 92
Ingenieurholzbauten bei der Reichsbahndirektion Stuttgart . . 33, 200, 309
Irland, Ausbau der Wasserkräfte des Shannon-Flusses in I. 733
Italien, Die neuere Entwicklung des italienischen Talsperrenbaues . . 29, 90
Jacoby, G., Regierungsbaurat, Wittenberg, Beitrag zur Geschichte der Pegel 438
Jamaika-Bai-Boulevard, Bauarbeiten für das J.-B.-B. in New York 54
Japan, Die japanischen Eisenbahnen im Rechnungsjahr 1922/23 122
Jöhrens, Ad., Nietberechnungen mit Hilfe von nomographischen Tafeln . . 417
Kaimauern, Standsicherheitsuntersuchung von K. in weichem Lehmboden . 728

Seite

Kanal mit Stromoberleitung (Staffordshire- und Worcestershire-Kanal, England) 258
— Hansa-K. und der Anschluß Lübecks 420
— Verbindung Birminghams mit der See 439
— Aachener K.-Plan 616
— Veltener Industrie-K. 697
— Mittelland-K., Vollendung des 2. Kanalabstiegs bei Minden i. W. . . . 720
Kanalisation, Städte-K. in Tunnelbauweise 128
Kardos, F., Dr.-Ing., Zivilingenieur, Budapest, Einfaches Verfahren zur Berechnung mehrstieliger Rahmenträger 434
Karig, Regierungsbaurat, Dresden, Vorschlag für ein einheitliches Brückenlager 254, 267
Karlsruhe, Die wissenschaftliche Tagung des Deutschen Eisenbau-Verbandes in K. am 27. Oktober 1925 . . . 708
Kaukasus, Bau einer Großwasserkraftanlage im K. 257
Kayser, Beigeordneter, Reg.-Baumstr. a. D., Emmerich, Die Gründung einer Kranbahn mit Preßbetonpfählen im städtischen Industriehafen zu Emmerich 624
Keim, W., Reichsbahnrat, Villingen (Schwarzwald), Der Bergrutsch beim oberen Portal des Schieferhaldetunnels bei km 66 + 303 der Schwarzwaldbahn 632
Keppner, Regierungsbaumeister, Dr.-Ing., Studienrat, Holzminden, Erddruck auf Parallelflügel 404
Zuschrift 605
Kerenzerberg-Tunnel 54
Kesselschmiede Eßlingen 33
Kilmacrennan (Irland), Zugentgleisung durch Sturm 126
Kittel, A., Ingenieur, Berlin, Die neuere Entwicklung des italienischen Talsperrenbaues 29, 90
— Der Bau der neuen Schiffschleuse zu Ijmuiden 57
— Der Abschluß der Zuidersee 97
— Das Erdbeben vom September 1923 und der Wiederaufbau in Yokohama . 189
— Eisenbetonspundwände . . 263, 290, 313
— Bautechnische Beobachtungen und Folgerungen bei den neuen Erdbeben in Californien 497, 510
— Stadtbaurat Krause † 498
— und Dipl.-Ing. F. Falschlunger, München, Die amtlichen italienischen Bestimmungen für Entwurf und Ausführung von Talsperren . . . 388
Kleinpflaster s. Straßenbau.
Knittel, Reichsbahnrat, Karlsruhe, Umbau der Überführung bei km 69,97 der badischen Hauptbahn zwischen Durlach und Karlsruhe (Neuer Überbau in hochwertigem Baustahl St 48) . 648
Knoke, H., Dipl.-Ing., Regierungsbauführer, Dresden, Über Zahlenwerte der Kohäsion beim Erddruck 120
— Straßen-Betoniermaschinen 224
Köhlbrand, Strombauarbeiten Preußens . 448
Köln, Brückensäule auf der K. Messe . . 721
Kommerell, O., Oberregierungsbaurat, Dr.-Ing., Berlin, Nietberechnungen mit Hilfe von nomographischen Tafeln 74
Zuschriften 207, 308, 417
— und Regierungsbaumeister Br. Schulz, Berlin-Grunewald, Einfluß der Fliehkräfte auf Eisenbahnbrücken . . 169
Koenen, M., † 21
Königsberg (Preußen), Pregelbrücke . . 329
Königsstuhltunnel, Entlüftung des K. in Heidelberg 152
Königswusterhausen, Bau eines 255 m hohen Turmes für die Hauptfunkstelle K. 80
Kopenhagen, Wettbewerb um eine Hochbrücke über den Hafen von K. . . . 194
Kornwestheim, Lokomotivheizhaus auf Bahnhof K. 200
Kraftwerk s. Wasserkraftanlage.
Kran, Universal-Drehlaufkran 296
Kraus, R., Dr.-Ing., Cüstrin, Eisenbeton als Schwellenmaterial im Hauptbahnbetriebe 744

Seite

Krause, Stadtbaurat, † 498
Krell, O., Professor Dr.-Ing., Berlin, Seilaufzug für ein Schiffshebewerk . . 492
Kreß, Oberregierungsbaurat, Hannover, Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten 197, 210
Kreuzweise bewehrte Platten, Drillungsmomente bei kr. bew. Pl. 717
Krey, H., Oberregierungs- und -baurat, Dr.-Ing. ehr., Berlin, Das wasserbauliche Versuchswesen und die wasserbaulichen Versuchsanstalten in Deutschland 691
Kropf, L., Regierungsbaumeister, Cassel, Abteufen von Bergwerksschächten nach dem Gefrierverfahren in neuzeitlich verbesserten Ausführungen 325
— Zwei neue Personendrahtseilbahnen in den Alpengebieten 449
Zuschrift 606
— Gasfernleitung im Ruhrgrubengebiet . 476
Kübler, Emil, Ehrensenator der Technischen Hochschule Stuttgart . . . 476
Kuffeler, van, Oberingenieur der Zuiderseewerke, Scheveningen, Der Bau der Strecke Nordholland—Wieringen des Abschlußdeiches der Zuidersee 595
Lakehaven (Holland), Eisenbauten aus Stäben kreisförmigen Querschnitts 43
Lauchhammerwerke, 200-Jahr-Feier der L. 430
Lavale, K. J. v., † 236
Lehrgerüste, Wassertöpfe zum hydraulischen Senken und Heben von L. . 391
Leibbrand, M., Geh. Baurat † 104
Leipzig, Messehalle VIII für die L. Messe- und Ausstellungs-Aktiengesellschaft 4
— Ausstellung „Heim und Technik" in L. 1926 . . . . . 316, 448
— Baumesse 448
Leitz, H., Dr.-Ing., Privatdozent an der Technischen Hochschule München, Die Drillungsmomente bei kreuzweise bewehrten Platten 717
Lerche, A., Baurat, Dr.-Ing. ehr. . . . 719
Lewerenz, Reichsbahnrat, Königsberg i. Pr., Die neue Pregelbrücke zu Königsberg i. Preußen 329
— Die Berechnung von eisernen Überbauten mit drei Hauptträgern . . 557
Lézardrieux, Hängebrücke von L. . . . 512
Lidingöbrücke, Bau der L. bei Stockholm 59, 226, 250
Lindenthal, 75. Geburtstag von Gustav L. 325
Lisse, Leopold, Dr.-Ing. ehr. 221
Litauen, Memels Eisenbahnverbindungen mit L 523, 698
Liverpool, Unterwassertunnel L.—Birkenhead 93, 710
Lochleibungsdruck, Unfreiwilliger Versuch betreffend den L. 115
Loebell, Oberregierungsbaurat, Berlin, Über Tore und Schützen für Schiffsschleusen 36, 285
— Die Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums auf der Deutschen Verkehrsausstellung in München 1925 409
Lokomotiven, Feuerlose L. 208
Lokomotivheizhaus auf Bahnhof Kornwestheim 200
Lokomotivschuppentore, Hölzerne . . . 309
London, Röhrenbahn für die Post . . . 31
— Wasserversorgung 126
— Umbau der City- und Südlondoner Eisenbahn 247
— Wasserbehälter 408
— Untergrundbahnbau 419
Lorient, Umbau des Hafens von L. . . . 80
Lübeck, Entwurf zu einem Freihafen in L. 235
— Hansakanal und der Anschluß L. . . 420
Lüders, K., Dipl.-Ing., Braunschweig, Zur Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen 735
Ludwik, P., Prof. Dr., Mitglied der Wiener Akademie der Wissenschaften . . 430
Lüftung, Anlagen der Heizung, L. und Be- und Entwässerung am Bahnhof Friedrichstraße, Berlin 142
— des Königsstuhltunnels in Heidelberg . 152

Seite

Maier-Leibnitz, Professor Dr.-Ing., Stuttgart, Bemerkenswerte Blechträgerbrücke mit schiefer Fahrbahn . . 617
Manhattan-Untergrundbahn, Die Tunnel-, Erd- und Unterfangungsarbeiten beim Bau der M.-U. 326
Manila, Eisenbetonpfähle von 33 m Länge 461
— Pieranlage in M. 489
Mannheim, Wettbewerb für die dritte Neckarbrücke in Mannheim 293, 430, 643, 668, 678, 701
Marquardt, E., Regierungsbaumeister, Dr.-Ing., Stuttgart-München, Tagung des Südwestdeutschen Kanalvereins für Rhein, Donau und Neckar e. V. am 14. und 15. November 1924 zu Stuttgart 18
— Wasser- und Energie-Wirtschaftsfragen vom Bodensee und Oberrhein 45, 108
— Die Ausnutzung der Wasserkräfte im Tale des Torrente Varrone durch die „Orobia" A.-G. 216
— Der Talsperrenbau 483
Martell, P., Dr., Berlin, Über Grundwasserdichtungen 233
Maste, Signal-M. aus nahtlosen Rohren 449
Mayer, R., Dr.-Ing., Privatdozent der Technischen Hochschule Karlsruhe, Über die Sicherheit gegen Knicken 729
Memel, Eisenbahnverbindungen M. mit Litauen 523, 698
— Erweiterung des Hafens 780
Messe, VI. Reichenberger M. vom 15. bis 21. August 1925 296
— Leipziger Bau-M. 448
Messehalle VIII für die Leipziger Messe- und Ausstellungs-Aktiengesellschaft (Lemag) 4
— der Stadt Breslau 115
Meßgeräte, Unterschied in der Empfindlichkeit zwischen Zapfenlagerung und Schneidenlagerung bei Dehnungsmessern 89
— Fristverlängerung für die Einreichung der Apparate zum Wettbewerb für die Erlangung eines Spannungs- und eines Schwingungsmessers zur Bestimmung der dynamischen Beanspruchung eiserner Brücken . 306, 719
Meyer, M., i. Fa. Ernst Meyer, Berlin N 20, Über Einrammen von I-Trägern . 652
Meythaler, Fr., Dr.-Ing. ehr., † . . 722, 782
Minden i. W., Vollendung des 2. Kanalabstiegs am Mittellandkanal bei M. 720
— Zylinderschütze der Unterschleuse des Südabstiegs zu M. 776
Mittlere Isar, Betriebsaufnahme bei der M. I. 30
Momber, Regierungsbaurat, Goslar, Zur Ausführung massiver Staumauern 402, 427
Montejaque in Andalusien, Talsperre . . 271
Mühlhausen a. d. Enz, Kraftwerk . . . 687
Mülheim, Abwasserkanal M.—Oberhausen—Duisburg 328
Müller, H., Berlin, Die Vergrößerungsbauten des Hafens von Havre . . 27
Müller, Siegmund, Geh. Regierungsrat Professor, Dr.-Ing. ehr. 66
Müller, W., Ingenieur, Duisburg, Eine neue Verladebrücke im Duisburg-Ruhrorter Hafen 322
Müller-Breslau † 258, 261
München, Die Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums auf der Deutschen Verkehrsausstellung in M. 1925 . . . . . 409, 473
Nakonz, W., Dr.-Ing., Regierungs- u. Baurat a. D., Berlin, Neuere Eisenbetonbauten bei der Ilse, Bergbau-Aktiengesellschaft 86, 99
Neapel, Erweiterung des Hafens 511
Neckarkanalisierung, Stand der Arbeiten für die N. 18
Neckarsulm, Sprengung im neuen Neckarkanal 126
Nessenius, Landesoberbaurat a. D., Geh. Baurat, Hannover, Neuerungen im Landstraßenbau 711

Seite

Neumann, E., Professor Dr.-Ing., Braunschweig, Bericht der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau über eine Reise nach London zum Studium der Automobilstraßen in London und Umgebung 601
— Die Art des Straßenverkehrs auf amerikanischen Landstraßen und seine Beziehungen zur Befestigungsart . 607
— Technik des nordamerikanischen Straßenbaues 675, 694, 704
— Verkehrsregelung auf den Straßen in den Vereinigten Staaten 725
Neuseeland, Arthurs-Paß-Tunnel in N. . 196
Neusüdwales, Oberbau und Signale der Eisenbahnen von N. 95
Newcastle, Hochbrücke über den Tyne in N. 487
New York, Die Bauarbeiten für das Jamaika-Bay-Boulevard 54
Niagara-Eisenbahnbrücke, Bogenschluß bei der N.-E. 246
Niagara-Wasserkraftwerk, Ausbau . . 394
Nietberechnungen mit Hilfe von nomographischen Tafeln . 74, 207, 308, 417
Nietstaffelberechnung, Beitrag zur N. bei genieteten Blechträgern 638
Niex, Der Umbau der Warnowbrücke bei N. an der Strecke Rostock—Laage 541
Nilsperren 641
Nolte, Dipl.-Ing. und Ing. Repenning, Berlin, Statische Berechnung von Tieftunneln 723
Nomographie, Nietberechnungen mit Hilfe von nomographischen Tafeln . 74, 207, 308, 417
Norderney, Bahndamm zur Insel N. . . 674
Nordsüdbahn, Die Tempelhofer Strecke der Berliner N. 280
Northumberland, Hölzerne Eisenbahnbrücke über den Wansbeck-Fluß . 44
Northwich (Cheshire, England), Eine versinkende Stadt 698
Norwegen, Brücke über Sauerelven . . 397
Zuschrift 464
— Wettbewerb f. eine Brücke in Drammen 698
Oberaudorf, Talsperre bei O. 259
Oberbau, Dynamische Berechnungen im O. 17
— Schienenbefestigung auf Betonschwellen 31
— und Signale der Eisenbahnen von Neusüdwales 95
— Einrichtungen zum Gleisumbau . . . 295
— Unsicherheit des französischen O. . . 440
— Verlängerung der Lebensdauer von Schwellen 463
— und seine Unterhaltung in England und seinen Siedlungen 617
— Eisenbeton als Schwellenmaterial im Hauptbahnbetriebe 744
Oder, Die obere und mittlere O. als Wasserstraße 393
Omaha, Verbreiterung der Straßenbrücke über den Missouri bei O. 524
Oslo, Umgestaltung des Straßenbahnnetzes in O. 283
Ostpreußens Elektrizitätsversorgung . . 417
Ostsee, Kurze und lange Wasserstandsänderungen der O. 732
Ostseeküste, Der Rückgang d. deutschen O. 423
Ottmachau, Das Staubecken bei O. . . 259
Ottmann, Dr.-Ing., Ministerialdirektor a. D., Berlin, Albert von Doemming † 225
— Eisabführung an Wehren 237
Pacheco-Paß (Californien), Eine Talbrücke in scharfer Kurve 328
Palästina, Wasserkräfte des Jordantals . 271
Passau, Donauschleuse am Kachlet bei P. 733
Patentschau.

Nr.	Seite	Nr.	Seite	Nr.	Seite
393 994	12	403 635	284	411 092	642
388 285	32	404 685	284	404 398	662
393 861	44	404 285	328	411 634	662
396 543	44	403 636	464	407 615	674
403 318	56	404 964	464	406 291	674
395 082	68	407 613	464	404 341	686
396 795	96	411 962	488	412 848	710
404 857	116	411 963	488	417 327	710
404 002	208	410 707	488	417 326	734
400 880	224	404 524	500	417 601	734
405 054	224	407 614	618	417 160	782
403 986	260	404 523	642	408 234	782

Seite

Patentschau, Kläranlage mit Faulraum und Vorrichtung zum Ableiten von Gasen 12
— Verfahren zum Auskleiden von Bauwerken mit Beton 32
— Abdichtungsbelag in Hochdruckwasserstollen 44
— Schiffsschleuse 44
— Verfahren zum Gründen von Bauwerken im Wasser 56
— Hydraulischer Puffer an Blindstäben von Brücken u. dergl. 68
— Anschluß des Pflasters an den Straßenbahnoberbau 96
— Verfahren zum Abdichten von Erddämmen 116
— Bauverfahren für Bogen aus bewehrtem Beton 208
— Decke zur Ausführung d. Verfahrens zur Herstellung von Unterwassertunneln 224
— Verfahren zum Eintreiben von zwei fernrohrartig ineinander gleitenden Vortreibrohren für Betonpfähle . . 224
— Einlaufbauwerke mit Kläranlage . . 260
— Tor für Wasserläufe zu Schiffahrt- und Stauzwecken 284
— Verfahren zur Ausführung von Gußbetonarbeiten bei Talsperren, Schleusen usw. mittels Seilbahnen . 284
— Einrichtung zur Ausgleichung des durch Gebirgs- oder Grundwasser erzeugten äußeren Überdrucks auf Wasserbauten 328
— Einrichtung zur Verhinderung der Versandung des Einlaufes von Oberwassergräben u. dergl. 464
— Hebbares Klappenwehr 464
— Unterführung von Gleisen 464
— Schwellenlagerung für eiserne Brücken 488
— Wellspundwand 488
— Wehrplatte 500
— Durchbohrte Vortreibspitze 618
— Hohler Spundpfahl 642
— Selbsttätige Hubklappe 642
— Selbstregelndes Klappenwehr 662
— Verfahren zur selbsttätigen Einstellung von Wehren 662
— Verfahren zur Herstellung von Ortpfählen in moorsäurehaltigem Boden 674
— Zylinderschütz mit innerer Führungsstange 674
— Selbsttätiger Heber 686
— Verfahren und Einrichtung zum Einrammen von fernrohrartig ineinandergleitenden Vortreibrohren 710
— Verfahren zum Herstellen von Preßbetonkörpern 710
— Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton in einem Vortreibrohr 734
— Einrichtung zur Förderung von Gußbeton zu den Verbrauchsorten auf einer Baustelle 734
— Sicherheitsschütz für Wasserkraftanlagen 782
— Rechenreiniger für Wasserkraftwerke 782
Pegel, Beitrag zur Geschichte der P. . . 438
Personalnachrichten.
24, 32, 44, 56, 68, 96, 104, 128, 196, 208, 224, 236, 248, 260, 272, 284, 296, 308, 316, 328, 396, 420, 432, 440, 452, 464, 476, 488, 500, 512, 524, 606, 618, 630, 642, 662, 674, 686, 698, 710, 722, 734, 774, 782
Pesaro, Eisenbeton-Ufermauer im Hafen von P. 24
Petermann, Professor Dr.-Ing., Charlottenburg, Über die lastverteilende Wirkung durchgehender Querverbindungen 518, 598
Philadelphia, Hängebrücke über den Delaware 462
— Druckluft- und Senkkastengründung beim Bau der Delaware-Brücke zwischen Ph. und Camden . . . 659
Pieranlage in Manila 489
Pilder, A., Dipl.-Ing., Oberinspektor der rumänischen Staatsbahnen, Bukarest, Ein unfreiwilliger Versuch betreffend den Lochleibungsdruck 115
— Vergleich der behördlichen Bauvorschriften für Eisenbahnbrücken aus Flußstahl 654

Seite

Pittsburg, Hängebrücken über den Allegheny-River 281
— Entlüftungsanlage im Liberty-Straßen-Tunnel in P. 459
Planung, Maßgebende Gesichtspunkte bei der Planung von Stadt- und Vorortbahnen 433
Preisausschreiben, s. a. Wettbewerb.
— der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Fristverlängerung für die Einreichung der Apparate zum Wettbewerb für die Erlangung eines Spannungs- und eines Schwingungsmessers zur Bestimmung der dynamischen Beanspruchung eiserner Brücken 306, 719
— Internationales Pr. für die Erneuerung der Königinbrücke in Rotterdam . 385
Preßluftwerkzeuge im Bauwesen . . . 220
Preußischer Haushaltsplan für 1925 . . 79
Querschnittswerte bei Winkeleisenprofilen, Zwischenschaltung von Qu. . 51
Rahmen usw. s. Statik.
Rahmenbinder für ein Postscheckamtsgebäude 653
Rammbär, Ein ungewöhnlicher R. (Fort William) 781
Ramme, Die holländische Holzpfahl-R. . 401
Randzio, Regierungsbaumeister Dr. ing. Dr. jur., Berlin, Aufzeichnungen beim Stollenvortrieb 7
— Neue Stollenbauten 343
Raumakustik 510
Reichenberg, VI. Messe vom 15. bis 21. August 1925 296
Reichenhall, Wasserkraftanlage für die R. Saline 192
Reichshaushaltsplan 1925 42
Reichsministerium für Technik und Verkehr 720
Reichsverband des Deutschen Tiefbaugewerbes, 25jähriges Bestehen . . 684
Reichsverkehrsministerium, Die Wasserstraßenabteilung des R. auf der Deutschen Verkehrsausstellung in München 1925 . . . . . 409, 473
Repenning, Ing., und Dipl.-Ing. Nolte, Berlin, Statische Berechnung von Tieftunneln 723
Reval, Bau des neuen Fischereihafens von R. 258
Rhein, Wasser- und Energie-Wirtschaftsfragen vom Bodensee und Oberrhein 45, 108
— Der Oberrhein und seine bauliche Behandlung 398
Rheinregulierung, Die Regulierung der korrigierten Oberrheinstrecke Sondernheim (Speyer)—Straßburg und die dabei angewandten Bauweisen 129
Rostschutz, Neuerungen auf dem Gebiete des Rostschutzes bei der Deutschen Reichsbahn 187
— von Eisenbauten 505
Rotterdam, Erweiterung des Hafens von R. 67
— Erfolg des deutschen Brückenbaues in Holland 270
— Internationales Preisausschreiben für die Erneuerung der Königinbrücke in R. 385
Roudolf, Oberregierungsbaurat a. D., Berlin, Beseitigung der Niveaukreuzung der Straßenbahnen auf dem Potsdamer Platz in Berlin 324
Rudeloff, Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing., Berlin, Matthias Koenen † . . . 21
Rußland, Deutsche Eisenbahnbauten in R. 296
Saidenbach bei Chemnitz, Talsperrenbau im S.-Tal 308
Sault St. Marie-Schleusen, Bewegliche Notwehre für die S. 281
Scarsdale-Brücke 661
Seattle (V. St. A.), Verschiebung eines Brückenlagers durch Erdrutsch . . 246
Seilbahnen. Ausgestaltungsmöglichkeit der Standseilbahn-Linienführung . 441, 456, 524
— Zwei neue Personen-Drahtseilbahnen in den Alpengebieten 449
Zuschrift 606

Seite

Senkkasten, Druckluft- und S.-Gründung beim Bau der Delaware-Brücke zwischen Philadelphia und Camden 659
— Luftdruckgründung mit Eisenbeton-S. 699, 714
Sherman-Island, Der Staudamm bei Sh.-I. im Hudson 405
Sennar, Die Staumauer von S. im Blauen Nil 127
Signale, Oberbau und S. der Eisenbahnen von Neusüdwales 95
Signalmaste aus nahtlosen Rohren . . . 449
Silo für phosphorsauren Kalk 672
Sondernheim, Die Regulierung der korrigierten Oberrheinstrecke S. (Speyer)—Straßburg u. die dabei angewandten Bauweisen 129
Spannungsmesser s. Meßgerät.
Spannungsmessungen und Bruchversuche an einer Talsperrenmauer 780
Speck, A., Ministerialrat Dr.-Ing., Dresden, Etwas vom Kleinpflaster . . 513, 686
Speicheranlagen, Einzelheiten der Sp. im Berliner Westhafen . . . 1, 40, 70
Sperling, W., Regierungs- und Baurat, Münster (Westf.), Über den Betrieb der Schiffshebewerke des Centrekanals in Belgien 501
Sprengluft, Steinbruchbetrieb beim Bau von Talsperren 386
Sprengung im neuen Neckarkanal . . . 126
Spülerseewerk, Inbetriebnahme des Sp. 259
Spundwände aus Eisenbeton . 263, 290, 313
Staatliche Baugewerkschule Buxtehude, 50-Jahr-Feier 93
Stadtbahn s. Eisenbahn.
Städtekanalisation in Tunnelbauweise . 128
Stahl, Ein neuer deutscher St. 631
Standsicherheitsuntersuchung von Kaimauern in weichem Lehmboden . 728
Statik, Berechnung von Bogen- und Rahmentragwerken über gleiche Öffnungen mit Hilfe eines statisch unbestimmten Hauptsystems 63
— Trägheitsmomente und Randspannungen des kreisringförmigen Querschnitts bei ausmittigem Druck . . 105
— Bemerkungen über die Sicherheitszahl 239
— Statische Berechnung der Glasdachsprossen 242
— Ermittlung der statisch unbestimmten Größen hochgradig statisch unbestimmter Rahmen unter Anwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme 375
— Einfaches Verfahren zur Berechnung mehrstieliger Rahmenträger . . . 434
— Berechnung der Knickbelastung von Bogenträgern 465, 483
— Ausrüsten von Dreigelenkbogen . . . 505
— Die lastverteilende Wirkung durchgehender Querverbindungen . 518, 598
— Berechnung von eisernen Überbauten mit drei Hauptträgern 557
— Der durchlaufende Träger 569
— Nietstaffelberechnung bei genieteten Blechträgern 638
— Rahmenbinder für ein Postscheckamtsgebäude 653
— Statische Berechnung von Tieftunneln 723
— Sicherheit gegen Knicken 729
Staubecken bei Ottmachau 259
Staumauer von Sennar im Blauen Nil . 127
— von 220 m Höhe (Black-Canyon-Damm, Amerika) 259
— bei Sherman-Island im Hudson . . . 405
— Wilson-Damm (Amerika) 431
— Black-Canyon-Damm, selbsttätige Wehranlage 778
Staumauern, s. a. Talsperren.
— Ausführung massiver St. 402, 427
— Nilsperren 641
Steinbruchbetrieb beim Bau von Talsperren 386
Steiner, A., Dipl.-Ing., Budapest, Ein Tribünenbau in neuzeitlicher Holzbauweise 69
Steinhagen, Reichsbahnrat, Berlin, Neuere Filme der Reichsbahn 641
Steinman, D. B., Dr., beratender Ingenieur, New York, Zu dem Entwurf der Ingenieurfirma Robinson & Steinman, New York, für die Sydney-Brücke 451

Seite

Steinzeugrohre, Bedeutung von St. für Städteabwässerungen 56
Stellwerk, Zur Entwicklungsgeschichte des St.-Baues 48
Stilfserjochtunnel 95
Stockholm, Betonfangedamm des Trockendock-Neubaues in St. 781
Stollen, Aufzeichnungen beim St.-Vortrieb 7
— Neue St.-Bauten 343
Straßburg, Erweiterung des St. Rheinhafens 273
Straßenbahn, Umgestaltung des Str.-Netzes in Oslo 283
Straßenbau, Hochstraßen in Amerika (Detroit) 11
— Asphalt 22
— Bau einer Versuchstraße bei Braunschweig 116
— Betoniermaschinen 126, 224
— Stufenbahn („trottoir roulant") als Straßenverkehrsmittel 207
— Groß-Berliner Verkehrsfragen und Straßendurchbrüche 235
— Studiengesellschaft für Automobil-Str. 294, 430, 498, 601
— Beseitigung der Niveaukreuzung der Straßenbahnen auf dem Potsdamer Platz in Berlin 324
— Neues Verfahren zur Befestigung von Landstraßen 327
— Straßenpflaster mit schwachem Quergefälle 407
— Verkehrsverbesserung auf dem Potsdamer Platz in Berlin 416
— Walzasphalt für Str. 419
— Bau einer Autostraße Aachen—Köln 431, 780
— Wasserglas als Bindemittel für Schotterstraßen in Frankreich 463
— Vortrag Brix auf der Tagung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau über „Ausführungen und Erfahrungen auf dem Gebiete des Automobilstraßenbaues" 498
— Kleinpflaster 513, 686
— Bericht der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau über eine Reise nach London zum Studium der Automobilstraßen in London und Umgebung 601
— Art des Straßenverkehrs auf amerikanischen Landstraßen und seine Beziehungen zur Befestigungsart . . 607
— Behandlung von Chausseen und Makadamstraßen mit Sulfitlauge . . . 618
— Ausführung von Kleinpflaster auf Landstraßen 663
— Technik des nordamerikanischen Str. 675, 694, 704
— Neuerungen im Landstraßenbau . . . 711
— Verkehrsregelung auf den Straßen in den Vereinigten Staaten 725
— Land- und Stadtstraßenbau in den Vereinigten Staaten 733
— -Studien in der Schweiz 734
Straßenbrücken s. Brücken.
Straßentunnel s. Tunnel.
Strombauarbeiten Preußens im Köhlbrand 448
Stufenbahn („trottoir roulant") als Straßenverkehrsmittel 207
Stuttgart, Schnellfilteranlage der Stadt St. 192
— Der zweite Bauteil des Hauptbahnhofs St. fertiggestellt 392
— Einsturz des Neubaues der Stadthalle 473
Stützmauern, Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von St. . 627, 734
Südwestdeutscher Kanalverein für Rhein, Donau und Neckar e. V., Tagung des S. K. am 14. und 15. November 1924 zu Stuttgart 18
Sulfitlauge, Behandlung von Chausseen und Makadamstraßen mit S. . . . 618
Sydney-Brücke . . . 25, 125, 440, 451, 630
Syffert, O., Regierungsbaumstr. Dr.-Ing., Nürnberg, Beitrag zur Nietstaffelberechnung bei genieteten Blechträgern 638
Sylt, Der Sylter Dammbau 258

Seite

Schachenmeier, W., Prof. Dr.-Ing., München, Über einen bemerkenswerten Entwurf vom letzten Wettbewerb für die Sydney-Brücke . . 25
— Entwurf der Ingenieurfirma Robinson & Steinman, New York, für die Sydney-Brücke 125
— Weiteres über die Hudson-Brücke in New York 304
— Zuschrift zu dem Aufsatze „Brücke über Sauerelven, Norwegen" . . . 464
Schaechterle, K., Oberbaurat Dr.-Ing., Stuttgart, Kesselschmiede Eßlingen 33
— Lokomotivheizhaus auf Bahnhof Kornwestheim 200
— Hölzerne Lokomotivschuppentore . . 309
Schäfer, J., Direktor, † 685
Schalung, Bewegliche Sch. für Betonkanäle 236
Schaper, G., Reichsbahndirektor, Geh. Baurat, Dr.-Ing. ehr., Berlin, Bau der Lidingöbrücke b. Stockholm 59, 226, 250
— Ehrendoktor der technischen Wissenschaften 416
— Dr. techn. h. c., Rostschutz von Eisenbauten 505
— Ein neuer deutscher Stahl 631
— Zum achtzigsten Geburtstage von Hermann Zimmermann 775
Scharnau a. d. Weichsel, Deichbruch im Juli 1925 684
Schienenbefestigung auf Betonschwellen 31
Schiffshebewerk, s. a. Schleuse.
— Seilaufzug für ein Sch. 492
Schiffshebewerke, Bedeutung und Entwicklung 94
— Die Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums auf der Deutschen Verkehrsausstellung in München 1925 . . . . . 409, 473
— Betrieb der Sch. des Centrekanals in Belgien 501
Schleusen, Tore und Schütze für Schiffsschleusen 36, 285
— Bau der neuen Schiffs-Schl. zu Ijmuiden 57
— Bewegliche Notwehre für die Stadt St. Marie-Schl. 281
— Belastungsproben zur Klärung des Einflusses der Elastizität des Bodens auf die Berechnung eines Schleusenbodens 411
— Donau-Schl. am Kachlet bei Passau . 733
— Zylinderschütze der Unter-Schl. des Südabstiegs zu Minden i. W. . . 776
Schlodtmann, Reichsbahnoberrat, Oldenburg, Neubau der Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener . . 297, 310
Schlüter, H., Direktor, Dornap, Dr.-Ing. ehr. 93
Schmidt, E., Dipl.-Ing., Lichterfelde-West, Ermittlung d. statisch unbestimmten Größen hochgradig statisch unbestimmter Rahmen unter Anwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme 375
Schneider, A., Baurat, Herrenalb (Württ.), Die Regulierung der korrigierten Oberrheinstrecke Sondernheim (Speyer)—Straßburg und die dabei angewandten Bauweisen 129
— Baurat, ehem. Leiter der Rheinregulierung in Elsaß-Lothringen, Herrenalb (Württ.), Die geplante Erweiterung des Straßburger Rheinhafens 273
Schönebeck a. Elbe, Einsturz einer Kaimauer und deren Umbau 11
Schönmühl an der Loisach, Wasserkraftelektrizitätswerk 757
Schonnopp, K. E., Dipl.-Ing., Charlottenburg, Der Bau der drei Trockendocks der Nederlandsche Dok-Maatschappij in Amsterdam 319
— Die holländische Holzpfahlramme . . 401
Schornstein, Einsturz eines Sch. 236
Schroeter, A., Oberingenieur, Berlin, Zuschrift zu Keppner, Erddruck auf Parallelflügel 605
— Zuschrift zu Craemer, Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern 734
Schubert, Stadtoberbaurat Dr., Gotha, Neue Bedingungen für die Lieferung von Zementröhren 628

Seite

Schultze, J., Dr.-Ing., Berlin, Herleitung hydraulischer Gesetze aus den Eigenschaften loser Haufwerke 76
Schulz, Br., Regierungsbaumeister, Berlin-Grunewald, u. Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Kommerell, Berlin, Einfluß der Fliehkräfte auf Eisenbahnbrücken 169
Schütze, Tore und Sch. für Schiffsschleusen 36, 285
— Besondere Schützausbildungen gemäß hydromechanischen Forderungen . 209
— Zylinder-Sch. der Unterschleuse des Südabstiegs zu Minden i. W. . . 776
Schweden, Eisenbahnbrücke über den Norsälv 194
Schweiz, Brückenbau 487
— Straßenbau-Studien 734
Schwellen, Verlängerung der Lebensdauer von Schw. 463
Schwingungsmesser s. Meßgerät.
Talsperre, s. a. Staumauer.
— Muldenberg 10
— Desse-T., Der Dammbruch vor Gericht 114
— Die größte T. der Welt (in der Dordogne in Frankreich) 236
— bei Oberaudorf 259
— von Montejaque in Andalusien . . . 271
— im Saidenbachtal 308
— Saale-T. 439
— Schleuse-T. bei Kloster Veßra unterhalb Schleusingen 453
— Spannungsmessungen und Bruchversuche an einer Talsperrenmauer . 780
Talsperren, Neuere Entwicklung des italienischen T.-Baues . . . 29, 90
— im Wuppergebiet 96
— Steinbruchbetrieb beim Bau von T. . 386
— Die amtlichen italienischen Bestimmungen für Entwurf und Ausführung von T. 388
— Gewölbereihendämme in Amerika . . 604
Talsperrenbrüche 475
Taucherarbeiten in 160 m Tiefe 9
Technik, Reichsministerium für T. und Verkehr 720
Technische Hochschule, Der XII. Jahresbericht der Tungchi Technischen H. in Woosung (China) 96
— Aachen, Bergrat Max v. Gutmann Dr.-Ing. ehr. 293
— — Prof. Dr. Dr. K. H. Becker Dr.-Ing. ehr. 719
— Berlin, Leopold Lisse Dr.-Ing. ehr. . 221
— Braunschweig, Geh. Regierungsrat Professor Siegmund Müller Dr.-Ing. ehr. 66
— — Direktor H. Schlüter Dr.-Ing. ehr . 93
— — Erweiterungen 603
— Brünn, G. Schaper, Dr. techn. h. c. . . 416
— Danzig, Geh. Hofrat, o. Prof. G. Benoit Dr.-Ing. ehr. 685
— — Baurat Lerche Dr.-Ing. ehr. . . . 719
— Darmstadt, Geheimer Regierungsrat Professor Hertwig Dr.-Ing. ehr. . . 113
— Karlsruhe, Versuchsanstalt für Holz, Stein und Eisen der T. H. K. . . 214
— — Hundertjahrfeier 709
— Stuttgart, Emil Kübler Ehrensenator . 476
— — Baurat Karl Bernhard Dr.-Ing. ehr. 684
Technische Hochschulen, Besuch der deutschen T. H. im Winterhalbjahr 1924/25 104
— Besuch der deutschen T. H. im Sommerhalbjahr 1925 523
Teigitsch-Kraftwerk, Fortschritte im Wasserkraftausbau Deutschösterreichs 259
v. Teng, L. R., Oberingenieur, Hannover, Rahmenbinder für ein Postscheckamtsgebäude 653
Tennessee, Amerikanische Wasserkraftanlage 208
Texas, Eisenbahnpumpstation mit 100 m Pumphöhe 68
Theimer, O. F., Dr.-Ing., New York, Weiteres über die Hudson-Brücke in New York 286
Tiber, Regulierung und Schiffbarmachung des T.-Unterlaufs in der Ebene von Rom 93

Seite

Todesfälle. Matthias Koenen † 21
— Geheimer Baurat Max Leibbrand † . 104
— Albert von Doemming † 225
— K. J. v. Lavale † 236
— H. Müller-Breslau † 258, 261
— N. v. Belelubsky † 408
— Stadtbaurat Krause † 498
— Direktor Josef Schäfer † 685
— Dr.-Ing. ehr. Friedrich Meythaler † 722, 782
Tönnessen, H., Chefingenieur, Oslo, Brücke über Sauerelven, Norwegen . . . 397
Zuschrift 464
Träger, s. a. Statik.
— Einrammen von I-Tr. 652
Treptow bei Berlin, Spreebrücke . . . 248
Tribünenbau in neuzeitlicher Holzbauweise 69
Trockendocks s. Dock.
Tschechoslowakei, Eisenbahnbauten in der Tsch. 488
Tunnel, s. a. Stollen.
— Unterwasser-T.-Ausführungen 7
— Hudson-Unterwasser-Straßen-T. (zwischen New York und New Jersey) . 12
— Kerenzerberg-T. 54
— Neue und alte T. 56
— Unterwasser-T. Liverpool—Birkenhead 93, 710
— Stilfserjoch-T. 95
— Weichsel-T. in Warschau 104
— Untertunnelung der Potsdamer Bahn in Berlin 114
— Königsstuhl-T. in Heidelberg, Entlüftung 152
— Geer-T. im Maastale bei Visé 160
— Arthurs-Paß-T. in Neuseeland 196
— am Huntington-See (Californien) . . . 260
— T.-, Erd- und Unterfangungsarbeiten beim Bau der Manhattan-Untergrundbahn 326
— Spree-T. bei Friedrichshagen 432
— Liberty-Straßen-T. in Pittsburgh, Entlüftungsanlage 459
— Tanna-T. bei Atami in Japan . 619, 665
— Bergrutsch beim oberen Portal des Schieferhalde-T. bei km 66 + 303 der Schwarzwaldbahn 632
— Statische Berechnung von Tief-T. . . 723
Türkei, Bahnbauten in der T. 116
Ufermauer in Eisenbeton im Hafen von Pesaro 24
Uhlich, Regierungsbaurat, Dr.-Ing., Riesa, Zwischenschaltung von Querschnittswerten bei Winkeleisenprofilen . . 51
Ulm, Wasserkraftwerk der Stadt U. . . 236
Unfall, Einsturz einer Kaimauer und deren Umbau (im Schönebecker Salinenhafen) 11
— Deckeneinsturz in dem aufgestockten Geschäftshause einer Verlagsfirma 52
— Dammbruch der Desse-Talsperre vor Gericht 114
— Zugentgleisung durch Sturm 126
— Erdbeben vom September 1923 und der Wiederaufbau in Yokohama . . . 189
— Einsturz einer Eisenbahnbrücke (über den Prypetfluß in Rußland) . . . 196
— Einsturz eines Schornsteins (in Böhlen bei Leipzig) 236
— Felsstürze auf Helgoland 315
— Bruch eines Erddammes bei Detroit . 393
— Einsturz eines zweigeschossigen Eisenbetonbaues 395
— Einsturz des Neubaues der Stuttgarter Stadthalle 473
— Bautechnische Beobachtungen und Folgerungen bei dem neuen Erdbeben in Californien 497, 510
— Einsturz des Pickwick-Klubhauses in Boston 603
— Einsturz eines Fabrikhallenneubaues infolge ungenügender Zeichnungen 616
— Deichbruch bei Scharnau a. d. Weichsel im Juli 1925 684
Unfälle, Talsperrenbrüche 475
Unterfangungsarbeiten, Tunnel-, Erd- und U. beim Bau der neuen Manhattan-Untergrundbahn 326
— in 30 m Wassertiefe (des Mallers-Fabrikgebäudes in Chicago). 450
Untergrundbahn, Röhrenbahn für die Post in London 31
— Berlins 293

Seite

Untergrundbahnbau in London 419
Untertunnelung der Potsdamer Bahn in Berlin 114
Unterwassertunnel s. Tunnel.
Varrone-Gießbach, Ausnutzung d. Wasserkräfte im Tale des Torrente Varrone durch die „Orobia" A.-G. 216
Velten, Industriekanal 697
Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine 451
Verein Deutscher Kalkwerke E. V., Fachausschuß Baukalk 605, 697
Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands 392, 461, 616
Verkehr, Entwicklung des V. in den Nordseehäfen 417
— Freiheit von Querverkehr und Umblick auf Straßenbrücken 516
— Reichsministerium für Technik und V. 720
Verkehrsfragen, Groß-Berliner V. und Straßendurchbrüche 235
Verkehrsregelung auf den Straßen in den Vereinigten Staaten 725
Verkehrsverbesserung auf dem Potsdamer Platz in Berlin 416
Verladebrücke im Duisburg-Ruhrorter Hafen 322
Verladebrücken, Fahrbare Erz- u. Kohlen-V. 419
Versuche, Unfreiwilliger V. betreffend den Lochleibungsdruck 115
— die dem Eisenbau noch vonnöten wären 303
— Belastungsversuche mit Gitterträgern ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten 317, 389, 413
Versuchsanstalt für Holz, Stein und Eisen der Technischen Hochschule Karlsruhe 214
Versuchsanstalten, Das wasserbauliche Versuchswesen und die wasserbaulichen V. in Deutschland 691
Visé, Bau des Geertunnels im Maastale bei V. 160
Vorschriften, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken 22
— Dienstbezeichnungen für die oberen Reichsbahnbeamten 56
— Festsetzung von Holzabmessungen für den Hochbau in Groß-Berlin . . . 196
— Vereinheitlichung der technischen V. für Grundstücksentwässerung . . 196
— Die neuen V. für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 204
— für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (B. E.) 207
— Niete aus hochwertigem Baustahl . . 207
— Bezeichnungen in den baupolizeilichen Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen 258
— Neue preußische Ministerial-Bestimmungen für den Eisenhochbau vom 25. Februar 1925 260
— Anforderungen an eine feuerbeständige und feuerhemmende Bauweise . . 270
— Belastungsannahmen für englische Straßenbrücken 283
— Erlaß des Reichsverkehrsministers betr. Handfeuerlöscher 324
— Die amtlichen italienischen Bestimmungen für Entwurf und Ausführung von Talsperren 388
— für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen, Dächer und Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken . . . 496
— Die neuen Bestimmungen für die Ausführung ebener Steindecken . . . 521
— Die neuen Eisenbetonbestimmungen vom 9. September 1925 unter besonderer Berücksichtigung der Berechnung der kreuzweise bewehrten Platten und der Pilzdecken . . . 612
— Neue Bedingungen für die Lieferung von Zementröhren 628
— Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, September 1925 629
— Bezeichnung der Wasserstands- und Abflußzahlen 629

Seite
Vorschriften, Rundschreiben d. Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, betr. Berechnung eiserner Brücken 629
— Vergleich der behördlichen Bau-V. für Eisenbahnbrücken aus Flußstahl . 654
— Grundsätze f. d. bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken (G. E.) 658, 686
Wachsmann, J., Ing., Nietberechnungen mit Hilfe von nomographischen Tafeln 308
Wagner, H., Regierungsbaumstr., Ludwigshafen a. Rh., Etwas vom Kleinpflaster 686
Walch, O., Dr.-Ing., Der Steinbruchbetrieb beim Bau von Talsperren 386
Walzasphalt für Straßenbau 419
Warschau, Weichseltunnel 104
Washington, Hauptkanal für die Wasserversorgung von W. 641
Wasser zum Anmachen von Beton . . . 194
Wasserbau, Das wasserbauliche Versuchswesen und die wasserbaulichen Versuchsanstalten in Deutschland . . 691
Wasserbedarf unserer Großbahnhöfe . . 316
Wasserbehälter in London 408
Wasserglas als Bindemittel für Schotterstraßen in Frankreich 463
Wasser- und Energie-Wirtschaftsfragen vom Bodensee und Oberrhein 45, 108
Wasserkraft, Forschungsanstalt für W. . 395
Wasserkraftanlagen, Betriebsaufnahme bei der Mittleren Isar 30
— Kärntner Kraftwerke in Betrieb . . . 104
— für die Reichenhaller Saline 192
— Amerikanische W. (Tennessee) . . . 208
— Ausnutzung der Wasserkräfte im Tale des Torrente Varrone durch die „Orobia" A.-G. 216
— Wasserkraftwerk der Stadt Ulm . . . 236
— Bau einer Groß-W. im Kaukasus . . 257
— Fortschritte im Wasserkraftausbau Deutschösterreichs (Teigitschkraftwerk) 259
— Inbetriebnahme des Spullerseewerkes 259
— Die Wasserkräfte des Jordantals . . 271
— Neue Stollenbauten (für Groß-W.) . . 343
— Ausbau des Niagara-Wasserkraftwerkes 394
— Wiener Wasserleitungskraftwerke . . 439
— Kraftwerk Mühlhausen a. d. Enz . . 687
— Ausbau der Wasserkräfte des Shannon-Flusses in Irland 733

Seite
Wasserkraftelektrizitätswerk Schönmühl an der Loisach 757
Wasserkraftnutzung, Internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und W. 96
Wasserstandsänderungen der Ostsee . . 732
Wasserstands- und Abflußzahlen, Bezeichnung 629
Wassertöpfe zum hydraulischen Senken und Heben von Lehrgerüsten . . 391
Wasserverbrauch, Anwachsen des Berliner W. 306
Wasserversorgung in London 126
— Schnellfilteranlage der Stadt Stuttgart 192
— Hauptkanal für die W. von Washington 641
— von Angora 781
Waterloo-Brücke, Die Erneuerung der W.-Br. bei Bettws-y-Coed 293
Wayss & Freytag A.-G., 50jähriges Bestehen der Firma 673
Weener, Neubau der Eisenbahnbrücke über die Ems bei W. 297, 310
Wehre, Neuere Eisenwasserbauten auf dem Gebiete des Wehrbaues 96
— Eisabführung an Wehren 237
— Bewegliche Notwehre für die Sault St. Marie-Schleusen 281
— Selbsttätige Wehranlage beim Black Canyon-Staudamm 778
Weise, E., Regierungsbaumeister Dr.-Ing., Berlin-Schöneberg, Der Wassergehalt des Gußbetons, auf Grund von Erfahrungen beim Bau der neuen Geestemünder Doppelschleuse 490, 507
Wentzel, Prof. Dr.-Ing., Aachen, Über den Umbau der Einfahrt zum Humboldthafen in Berlin 111
Weser, Stand der Unterweservertiefung . 221
Westfalenhalle, Dortmund 698
Wettbewerb, s. a. Preisausschreiben.
— für die Sydney-Brücke 25, 125, 440, 451, 630
— um eine Hochbrücke über den Hafen von Kopenhagen 194
— für die Friedrich-Ebert-Brücke über den Neckar in Mannheim 293, 430, 643, 668, 678, 701
— Internationales Preisausschreiben für die Erneuerung der Königinbrücke in Rotterdam 385
— für eine Brücke in Norwegen (in Drammen) 698

Seite
Wien, Ungewöhnliche Verschiebung der Donaukanalbrücke 194
— Akademie der Wissenschaften . . . 430
— Wasserleitungskraftwerke 439
— Umbau einer großen Donaubrücke bei Aufrechterhaltung des Gesamtverkehrs und ohne Einbau von Notbrücken 767
Wilhelm, Fr., Ingenieur, Fahrbare Gußbetonanlage 731
Wilson-Damm 431
Windolf, Dr.-Ing., Cuxhaven, Arbeitsmethoden und Erfahrungen beim Bau der Fischereihafenerweiterung in Cuxhaven 81
Winkel, R., Regierungs- und Baurat Dr.-Ing., Berlin, Besondere Schützausbildungen gemäß hydromechanischen Forderungen 209
Wolff, J., Oberingenieur, Sterkrade, Messehalle VIII für die Leipziger Messe- und Ausstellungs-Aktiengesellschaft (Lemag) 4
Wolfsche Bauten zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse 185
Woosung, XII. Jahresbericht der Tung-chi Technischen Hochschule in W. (China) 96
Wupper, Talsperren im W.-Gebiet . . . 96
Wüstenbewässerung in Afghanistan . . 396
Yokohama, Erdbeben vom September 1923 und der Wiederaufbau in Y. . . . 189
Zementröhren, Bedingungen für die Lieferung von Z. 628
Zentralverein für Deutsche Binnenschiffahrt 486
Ziekursch, K., Schönebeck, Einsturz einer Kaimauer und deren Umbau . . . 11
Zimmermann, H., Wirkl. Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. Dr., Berlin, Einige Bemerkungen über die Sicherheitszahl 239
— Über die Sicherheit gegen Knicken . 729
— Zum achtzigsten Geburtstage von Hermann Z. 775
Zugspitzbahn 241, 431, 463
Zuidersee, Abschluß der Z. 97
— Bau der Strecke Nordholland—Wieringen des Abschlußdeiches der Z. . 595

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 2. Januar 1925 Heft 1

Bemerkenswerte Einzelheiten der Speicheranlagen im Berliner Westhafen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Geheimrat **Buhle**, Professor in Dresden.

Einleitung.

In meinem Aufsatz „Neuerungen im Bau von deutschen Umschlaganlagen“ („Die Bautechnik“ 1924, S. 141 u. f.) war nach einem kurzen Hinweis auf den Getreidespeicher der Westhafenanlagen in Berlin gesagt, daß ein ausführlicher Beitrag für diese Zeitschrift in baldige Aussicht genommen sei.

Stelle möchte ich nur auf die Westhafen-Anlagen eingehen, und zwar vornehmlich auf wichtige Einzelheiten des von der G. Luther A.-G., Braunschweig, maschinell ausgestatteten Kornspeichers und auf die Kohlenförder- und Lagereinrichtungen, die von A. Bleichert & Co., Leipzig, ausgeführt sind.

Der Westhafen (Abb. 1)[3]) ist die größte und neuzeitlichste aller

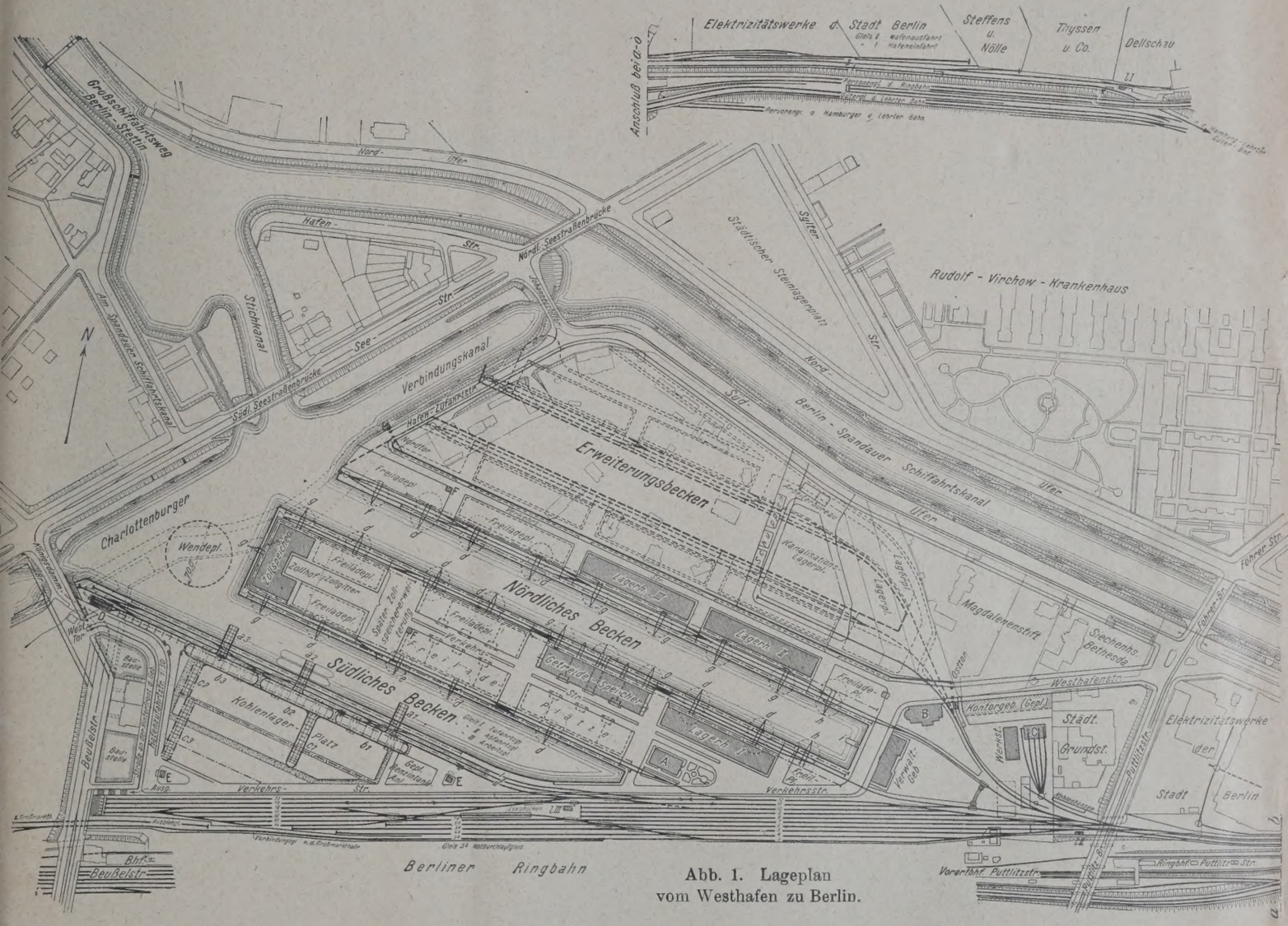


Abb. 1. Lageplan vom Westhafen zu Berlin.

Inzwischen habe ich in der „Fördertechnik“ 1924, S. 175 u. f. in meinem Beitrag „Neuzeitliche Förder- und Lagertechnik beim Kornumschlag im Mühlen- und Speicherbau“, woselbst ich auch in einem Rückblick eine Zusammenstellung meiner Veröffentlichungen von Kornspeichern überhaupt gegeben habe, auch die neuen Speicherhallen usw. im Ost-[1]) und Westhafen[2]) Berlins gestreift. An dieser Berliner Hafenanlagen. Er befindet sich im nordwestlichen Stadtteil des alten Berlin, in nächster Nachbarschaft von Charlottenburg und gerade gegenüber einer Einmündung des Berlin-Stettiner Großschiffahrtweges in den Charlottenburger Verbindungskanal; durch den letzteren steht der Hafen mit der Unterspree in Charlottenburg und durch den alten Spandauer Schiffahrtkanal (der Endstrecke des Großschiffahrtweges) mit dem Innern Berlins in Verbindung. Längs seiner Südgrenze berührt der Westhafen anderseits auf langer Strecke zwischen den Ringbahnhöfen Putlitz- und Beusselstraße unmittelbar die Gleisanlagen der Hamburg-Lehrter Bahn.

[1]) Krause, „Der Osthafen in Berlin“, Verlag Wasmuth, Berlin 1913.

[2]) Krause, Zentralblatt der Bauverwaltung 1923, S. 409 u. f. (Nr. 69/70 und 71/72) sowie Nr. 73/74, S. 441 („Die Einweihung des Berliner Westhafens“); ferner: Werft. Reederei, Hafen 1922, Nr. 14, S. 389, ebenda 1923, Nr. 18, und Schäfer, ebenda 1924, Nr. 10 (Luther). — V. D. I.-Nachrichten 1923, Nr. 37, und Geleitschrift „Zur Eröffnung des Berliner Westhafens und zur Inbetriebnahme der Neuorganisation der Berliner Häfen“, herausgegeben von der Nachrichtenabteilung der Zentraldirektion A.-G. Schenker & Co., Berlin, im Auftrage der Generaldirektion der Berliner Häfen. — Bruckmann, Schiffbau 1922, S. 1092 (Bleichert).

[3]) Die Hafenanlagen in Groß-Berlin (Magistrat-Tiefbauamt Berlin 1922).

Übersicht.

	Für den jetzigen Ausbau	Lagermöglichkeit für den jetzigen Ausbau	Krananlagen Stück und Art	t
Fläche der Hafenanlage:	29,6 ha			
Wasserfläche: Ord. N.W. + 30,40, H.W. + 31,90	7,6 ha			
Landfläche: Ord. + 33,00	22 ha			
Kailänge: Ord. + 33,00	2500 m			
Anzahl der aufzunehmenden Schiffe, die zweireihig an jeder Kaiseite anlegen können	68 Schiffe zu 600 t oder 104 Finowkähne zu 225 t			
Winterlager für	100 große Schiffe			
Getreidespeicher: Keller, Erdgesch., 5 Obergesch. u. 3 Dachgesch. 115 m Länge, 27,5 m Breite (auch als Warenspeicher eingerichtet)	3200 m² Grundfläche	Bei 2 t Tragfähigkeit für Keller und Erdgeschoß, 1,5 t f. d. übrigen Geschosse, 1 t für das Dachgeschoß 29 000 t	2 Halbtorkrane (mit Selbstgreifer) 1 Getreide-Saugförderanlage und 1 Becherwerk 2 Wanddrehkrane 4 fahrbare Lukenwinden	2,5 je 50 t/Std. 1,5 1
Zollspeicher: Keller, Erdgesch., 5 Obergesch. u. 2 Dachgesch. 72,74 m Länge, 23,83 m Breite und zwei kurze Flügelbauten	2610 m² Grundfläche	Wie vor 28 000 t	3 Halbtorkrane 2 Faßkrane	2,5 1,5
3 Lagerhallen: Keller, Erdgesch., Obergesch. 123,3 m lang und 23 m breit	Je 2850 m² Grundfläche, also zusammen 8550 m²	Bei 2 t Tragfähigkeit für jedes Geschoß je 16 000 t, also zusammen 48 000 t	Je 2 = 6 Halbtorkrane je 3 fahrbare Lukenwinden	je 2,5 je 1,5
Kohlenlagerplatz:	29 000 m²		6 Führerstand-Laufkatzen auf festen u. fahrb. Brücken	je 40 t/Std.
Freiladeplätze:	25 000 m²		1 Schwerlastkran 1 Greiferkran	7,5 und 30 5 oder 50 t Std.-Lstg.
			4 Volltorkrane 2 Halbtorkrane	2,5 2,5
Gesamte Gleisanlagen:	16 000 m			
Ladegleise:	2700 m für 300 Wagen			

Sonstige Betriebsgebäude.

Verwaltungsgebäude mit Bureauräumen für die Hafen-, Zoll- und Eisenbahnverwaltung und für die Kaufmannschaft sowie mit Dienstwohnungen; Arbeiter-Speisehaus mit Dienstwohnungen; Lokomotivschuppen für vier Verschublokomotiven; Werkstattgebäude; Bahnarbeiter: und Umformerhaus mit Baderäumen und Fernheizwerk; Kohlenarbeiterhaus mit Baderäumen; 3 Stellwerkgebäude; 3 Torhäuser an den drei Zufahrtstraßen von der Putlitzbrücke, von der Beusselstraße und der Seestraßenbrücke; 6 Gleiswagen für 40 t Wiegetätigkeit; 3 Fuhrwerkwagen für 12,5 t Wiegefähigkeit.

Die Vorarbeiten zum Bau dieses Hafens reichen bis in das Jahr 1905 zurück. Die Bauausführung verzögerte sich jedoch hauptsächlich infolge langwieriger Verhandlungen wegen Herstellung des Eisenbahnanschlusses bis zum Januar 1914, zu welcher Zeit die städtischen Körperschaften für den ersten Ausbau des Westhafens einen Kredit in Höhe von 36 675 000 Mark zur Verfügung stellten.

Der Krieg und seine zerrüttenden Nachwirkungen auf dem Arbeits- und Baumarkt haben den Baufortgang außerordentlich verzögert, so daß die völlige Fertigstellung des Westhafens erst im Frühjahr 1923 möglich wurde.

Abb. 2. Verwaltungsgebäude (Bureaus der Hafenverwaltung usw.).

Der erste Ausbau enthält zwei Hafenbecken von 655 bezw. 448 m Länge und 55 m Breite. — Vor dem Kriege war geplant, auf dem großen, westlich vom Hafen zwischen der Ringbahn, dem Verbindungskanal und der Beusselstraße gelegenen städtischen Gelände eine Großmarkthalle, besonders für Obst und Gemüse, zu errichten. Infolge der durch den Krieg veränderten wirtschaftlichen Verhältnisse ist ihre Ausführung bis auf weiteres verschoben worden; sollte dieser Plan ganz aufgegeben werden müssen, so bietet sich an dieser Stelle eine passende Gelegenheit zur Ansiedlung von Industrien.

I. Der Getreidespeicher.

A. Allgemeines.

Unter den genannten Bauten (Abb. 2 bis 5) nimmt der Kornspeicher (Abb. 6 bis 10 sowie Taf. I u. II) mit seinen zehn Geschossen infolge seiner Größe und seiner umfassenden Maschineneinrichtungen einen hervorragenden Platz ein.

Der Speicher liegt im nördlichen der beiden ausgebauten, 55 m breiten Hafenbecken und enthält vier durch Brandmauern voneinander getrennte Lagerabteilungen. Auf der Mitte des Gebäudes ist das 9 m breite Maschinenhaus (Abb. 7 u. Taf. I, Abb. 1, 2 u. 4) an-

Bemerkenswerte Einzelheiten der Speicheranlagen im Berliner Westhafen.

Kornspeicher.

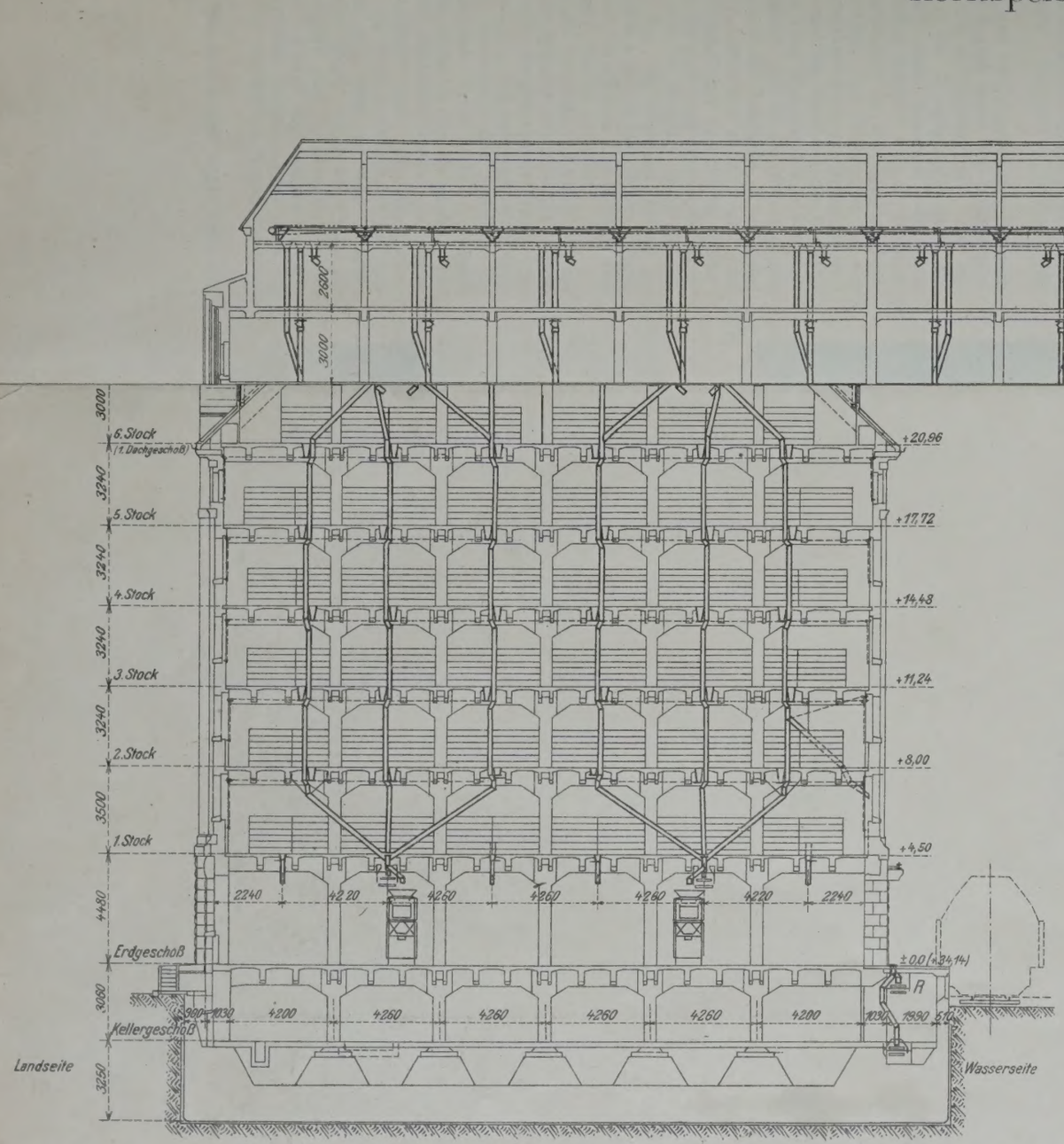


Abb. 3. Querschnitt durch die Fallrohranlage.

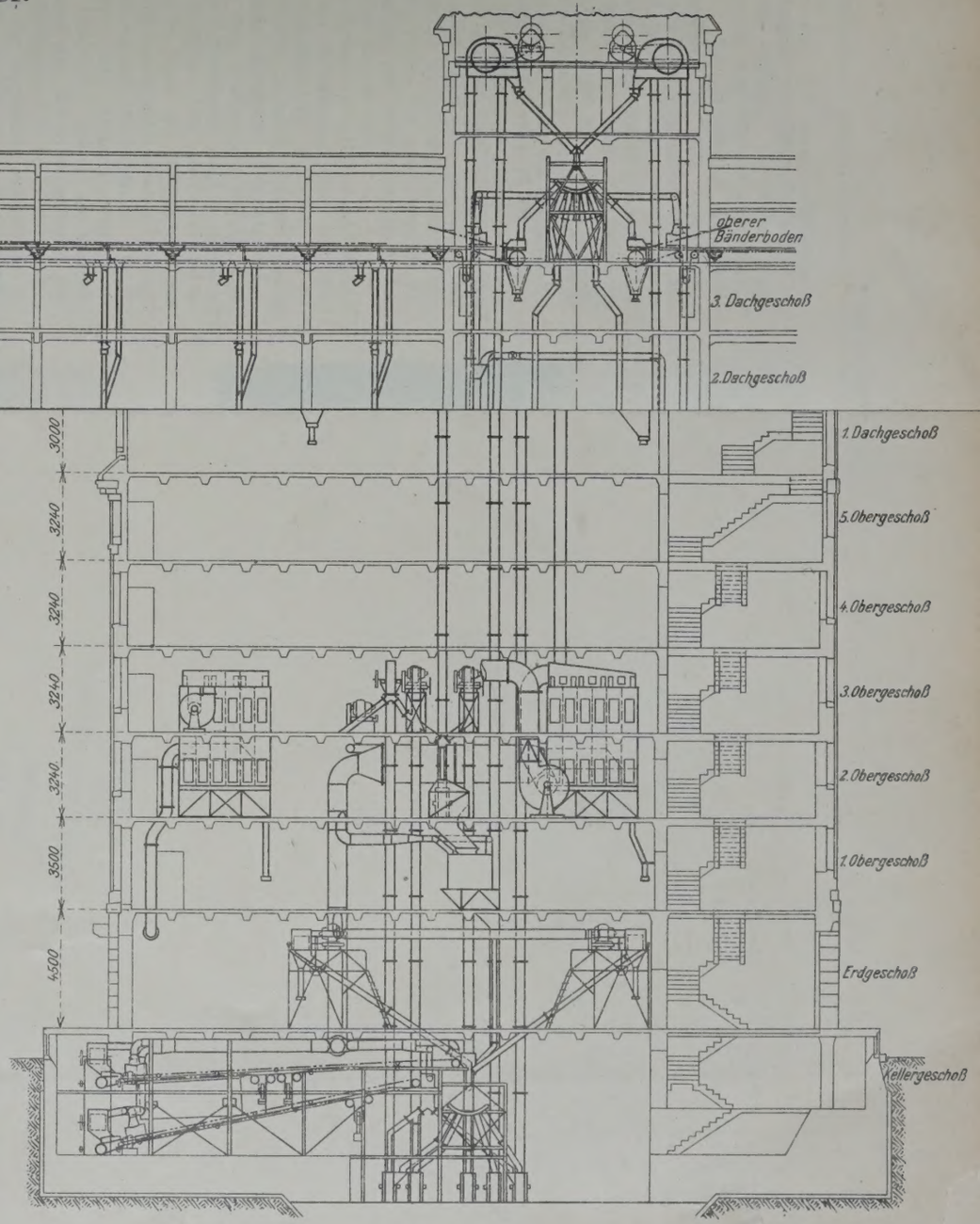


Abb. 4. Querschnitt durch den Maschinenraum.

Lith. Anst. v. Bogdan Cassevius, Berlin. Verlag von

Bemerkenswerte Einzelheiten der Speicheranlagen im Berliner Westhafen.

Kornspeicher.

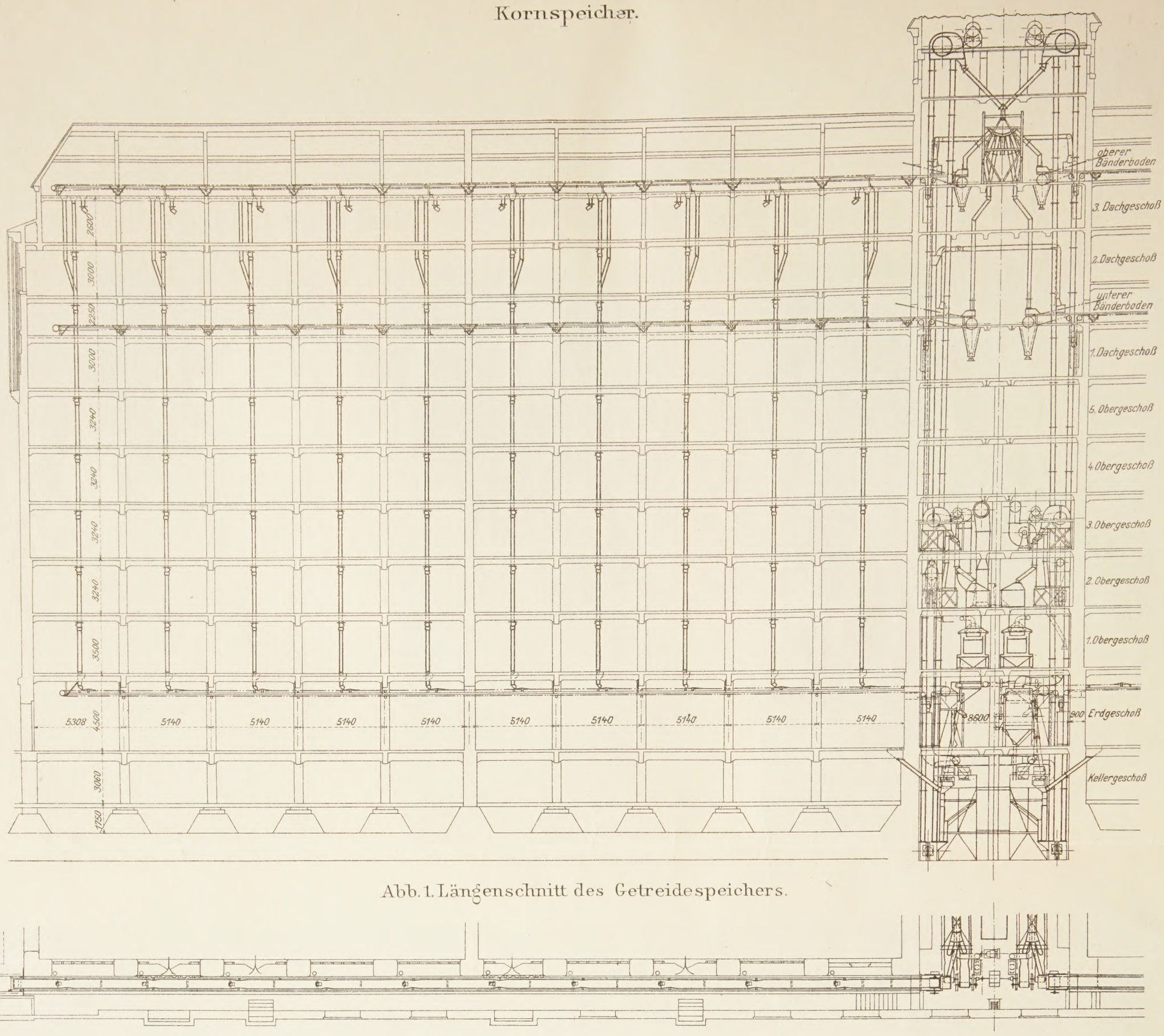


Abb. 1. Längenschnitt des Getreidespeichers.

Abb. 2. Grundriß vom Kellergeschoß.

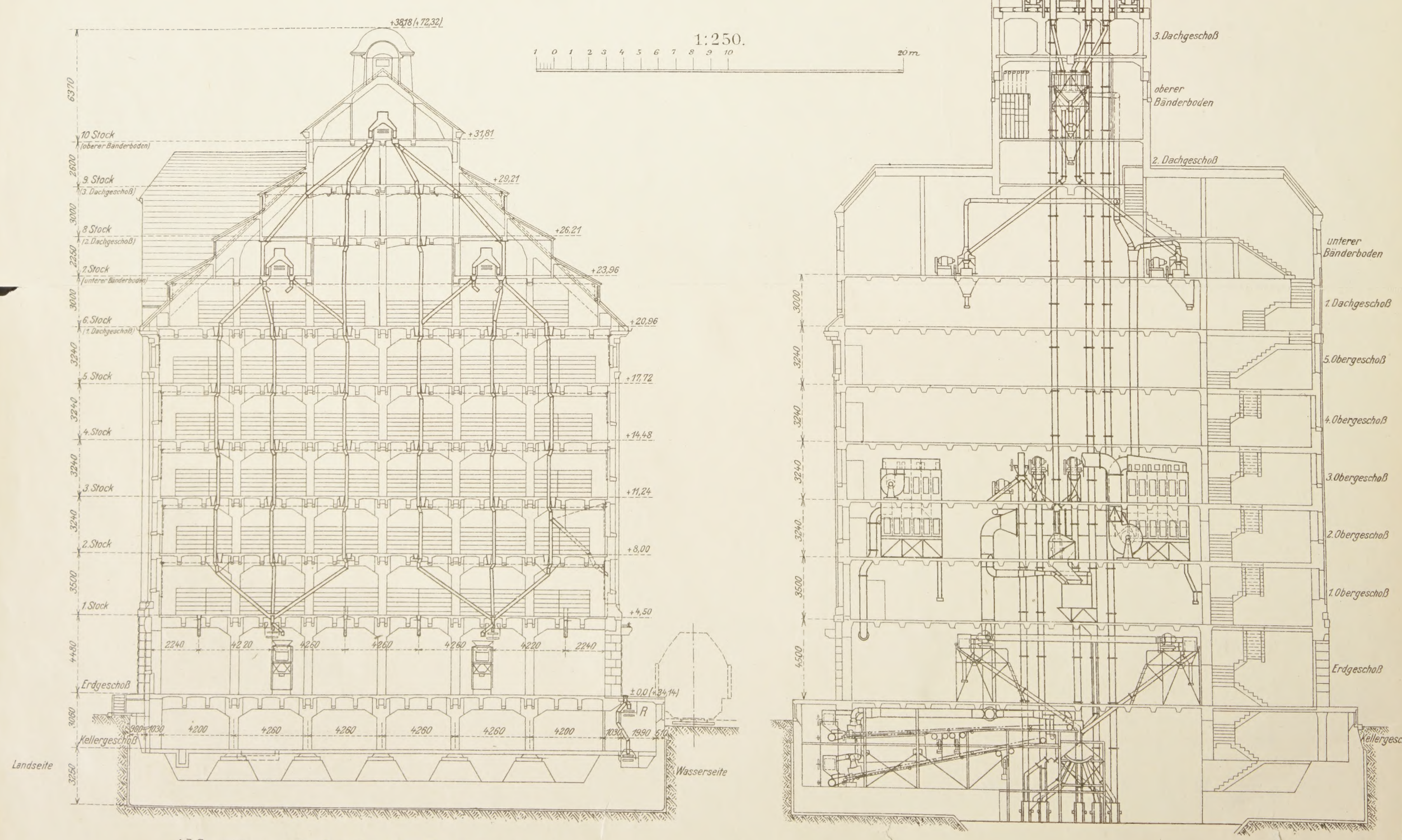


Abb. 3. Querschnitt durch die Fallrohranlage.

Abb. 4. Querschnitt durch den Maschinenraum.

geordnet und mit einem Turmaufbau zur Aufnahme der Becherwerke, Verteiler usw. versehen. Der Keller dient zur Lagerung von Stückgütern, Fässern u. dergl. Das Erdgeschoß ist „Manipulationsraum“ für den Kornverkehr. Auch kann hier eine große Menge abgesackter Ware bis zum Versand durch die Eisenbahn aufgestapelt werden. Sechs weitere Stockwerke sowie der bereits in Dachschräge liegende 8. und 9. Stock dienen zur Lagerung von losem Getreide. Die Aufnahmefähigkeit des Speichers für lose Frucht beträgt etwa 25 000 t, wobei auf die im Erdgeschoß gestapelte Sackware und auf die Stückgutlagerung des Kellers keine Rücksicht genommen ist. Der Speicher ist bis Hauptgesims-Oberkante rd. 23 m, bis zum Dachfirst rd. 37 m und bis zur Turmspitze des Mittelbaues etwa 52,5 m hoch.

Zum Entladen des Korns aus Schiffen stehen ein Schiffsbecherwerk und eine Saugförderanlage (Abb. 6 bis 8 u. Taf. II) zur Verfügung, die halbtorartig die beiden wasserseitig gelegenen Ladegleise überbrücken und fahrbar eingerichtet sind. Eine der Fahrschienen liegt unmittelbar auf der Kaimauer, die zweite Schiene ist ungefähr in Höhe der Erdgeschoßdecke konsolartig am Speichergebäude befestigt. Die Schienen sind beiderseits je um rd. 20 m über den Speicher hinaus verlängert (Abb. 13). Durch die fahrbare Anordnung des Schiffsbecherwerks und des Saugförderers wird ein nachträgliches Verholen der Kornkähne vermieden. Es wird also möglich sein, diese Schiffe, nachdem sie einmal festgelegt sind, ohne nochmaliges Verholen vollständig zu löschen.

Auf den vorhin erwähnten Schienen (Abb. 13) laufen ferner zwei Halbtorkrane von je 2,5 t Tragfähigkeit[4]), die mit Greifern (Abb. 7) ausgerüstet sind. Mit ihrer Hilfe kann ebenfalls loses Korn aus Schiffen gelöscht und durch große Empfangstrichter in den Speicher überführt werden. An Hebezeugen für den Stückgutverkehr sind außerdem noch vorhanden: auf der Stirnseite des Speichergebäudes zwei Wanddrehkrane von 1,5 t Tragfähigkeit und in den drei Treppenhäusern auf der Landseite je ein Fahrstuhl für Lasten bis zu 2,5 t und zwei Sackrutschen, ferner sind auf der Wasserseite vier bis zum Dach arbeitende Lukenwinden von je 1000 kg Tragkraft eingebaut, um die einzelnen Böden gegebenenfalls auch mit Stückgütern belegen zu können. Die Krane und Aufzüge sind von Flohr, Berlin, geliefert.

Für die Annahme und Verteilung des Korns im Speicher sowie für die Abgabe dienen vier Annahmebänder (Abb. 7 u. Taf. I, Abb. 3), die unterhalb der Rampe auf der Wasserseite des Speichers angeordnet sind, ferner sechs Querbänder im Keller, sechs im Maschinenhaus untergebrachte Hochbecherwerke, von denen zwei unterteilt sind, vier Kurzbecherwerke, vier Einlagerungsbänder auf dem 7. Boden, zwei desgl. auf dem 9. Boden sowie vier Bänder unter der Decke des Erdgeschosses und ein Abgabeband im 1. Stock. Ferner sind vorgesehen drei große Verteiler (Bauart Luther [D. R. P.]) sowie fünf selbsttätige Wagen zur Ver-

[4]) „Die Bautechnik“ 1924, Seite 141, Abb. 60.

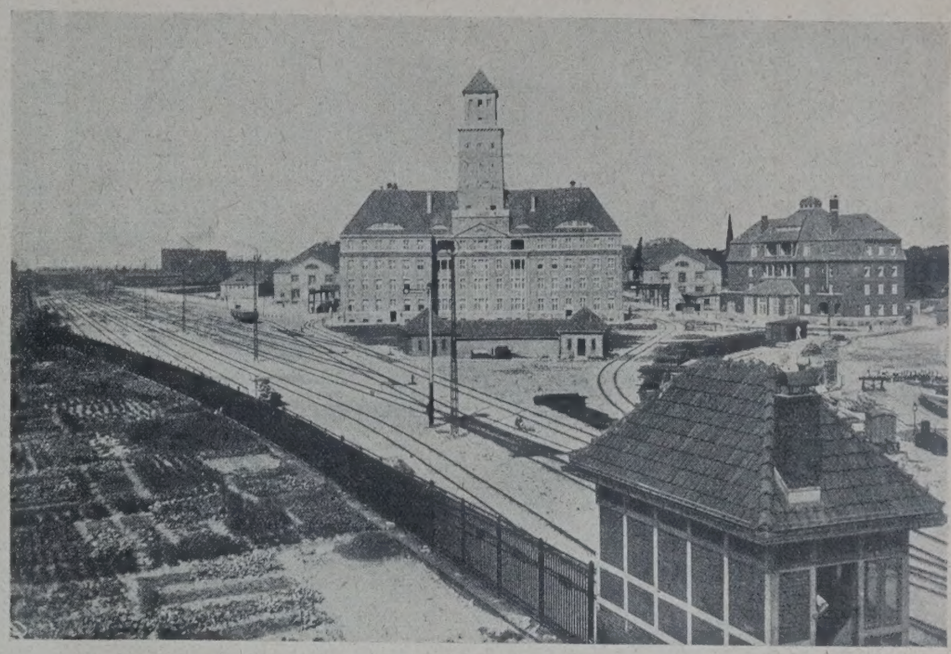


Abb. 3. Blick auf Verwaltungsgebäude mit Gleisanlagen.

Abb. 4. Gesamtüberblick über die Hafenanlagen.

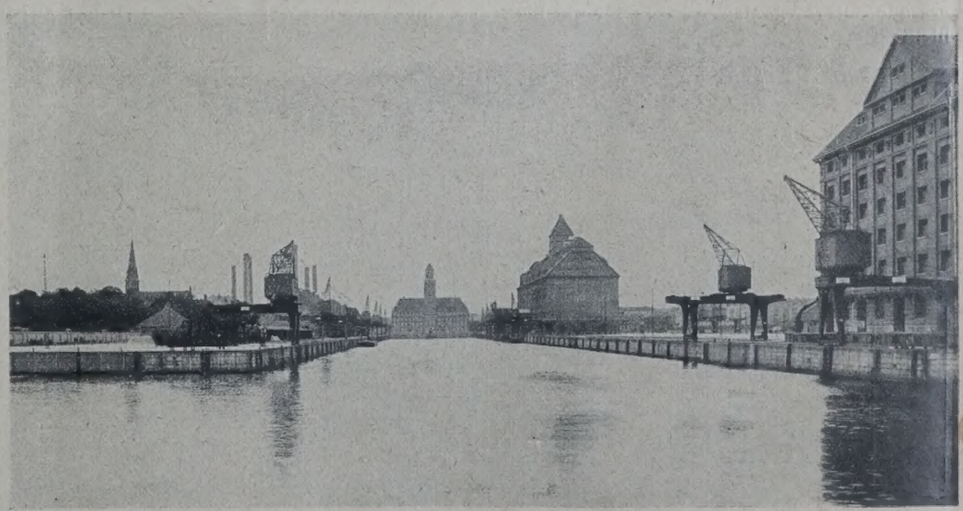


Abb. 5. Blick in das Nordbecken.

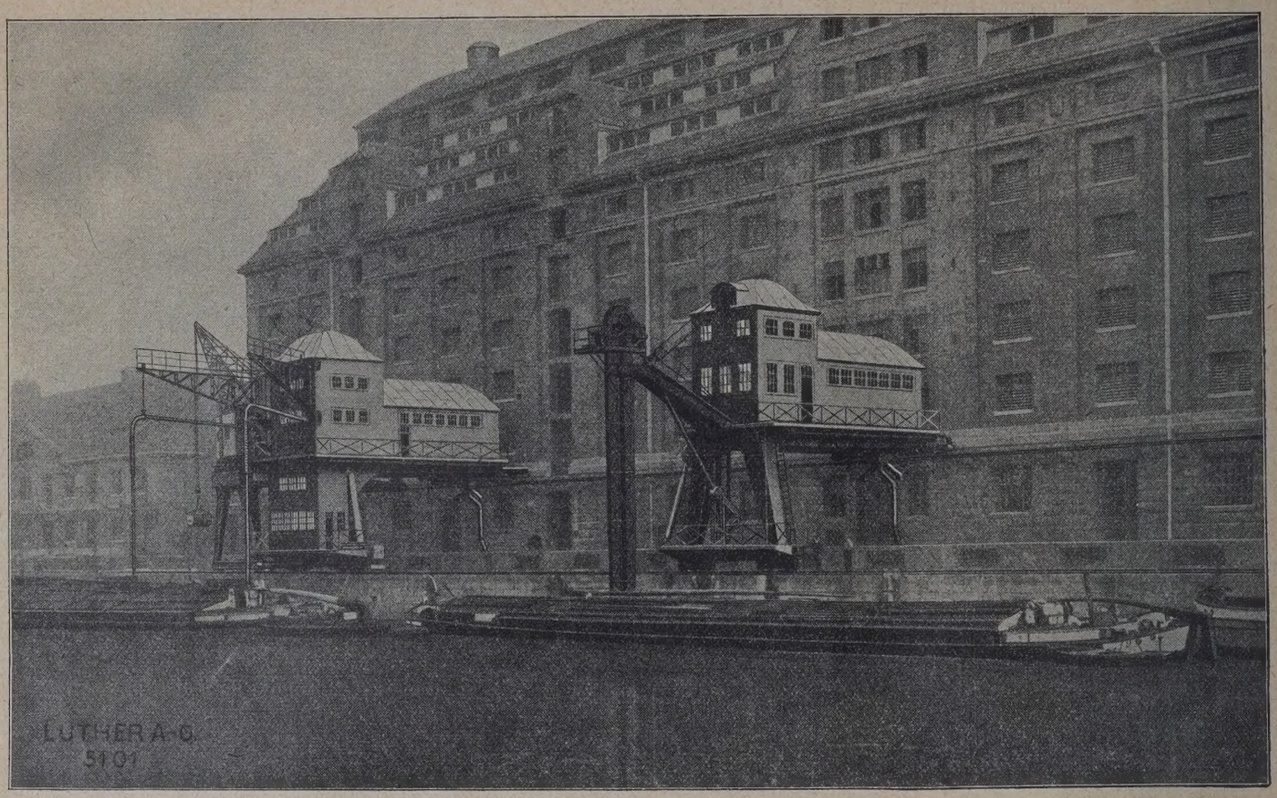


Abb. 6. Kornspeicher mit Schiffsbecherwerk und Luftheber.

wiegung des ankommenden und des zu verschiffenden Korns; des weiteren für die Absackung sechs fahrbare Absackwagen.

Die für den fahrbaren Saugförderer erforderliche Pumpenanlage ist im Keller des Speichers aufgestellt; auch ist auf die spätere Anschaffung einer zweiten Luftheberanlage mit zugehöriger Pumpe Rücksicht genommen worden, ebenso auf den späteren Einbau einer Gerstenputzerei. Sämtliche Maschinen und Fördervorrichtungen des Speichers sind für eine Leistungsfähigkeit von 50 t/Std. eingerichtet. Für den Antrieb ist Drehstrom (380 V, 50 Perioden) vorgesehen. (Fortsetzung folgt.)

Messehalle VIII für die Leipziger Messe- und Ausstellungs-Aktiengesellschaft (Lemag).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur **John Wolff**, Sterkrade.

In der „Bautechnik“ 1924, Heft 43 vom 3. Oktober 1924, S. 490 u. f. ist ein Aufsatz „LHL-Hochbaustahl (DIN 1000 St. < 58)“ von Direktor P. Pieper, Berlin, erschienen, der mir Veranlassung gibt, auf die Wirtschaftlichkeit bei etwaiger Verwendung von Hochbaustahl St. < 58 beim Bau der Messehalle VIII der Leipziger Messe- und Ausstellungs-Akt.-Ges. näher einzugehen.

Zunächst sei erwähnt, daß der in dem Aufsatz auf S. 493 abgebildete Entwurf der LHL-Werke für die Stahlkonstruktion der Messehalle VIII nicht zur Ausführung kommt, sondern ein Entwurf der Gutehoffnungshütte Oberhausen, Akt.-Ges., Abteilung Brückenbau, Sterkrade, die auch den Auftrag für die Lieferung und Aufstellung erhielt.

In dem Aufsatze wird erwähnt, daß gerade bei dieser Halle durch ihre Abmessungen und Raumverteilung besonders günstige Verhältnisse für eine Ausführung in Hochbaustahl vorhanden seien. Die von den LHL-Werken für ihren Entwurf angegebenen Gewichte betrugen bei Ausführung in Hochbaustahl 360 t und bei Ausführung in Flußstahl handelsüblicher Güte 400 und 420 t. Das von der GHH für ihren Entwurf ermittelte Gewicht betrug dagegen bei der Ausführung in Flußstahl 360 t. Bei der teilweisen Ausführung in Hochbaustahl war das Gewicht selbstverständlich etwas niedriger. Bei der Vergleichsrechnung stellte sich jedoch heraus, daß die Kosten für beide Ausführungsarten fast gleich waren, da die Gewichtsersparnis durch den höheren Preis für Hochbaustahl aufgewogen wurde. Es wurde die

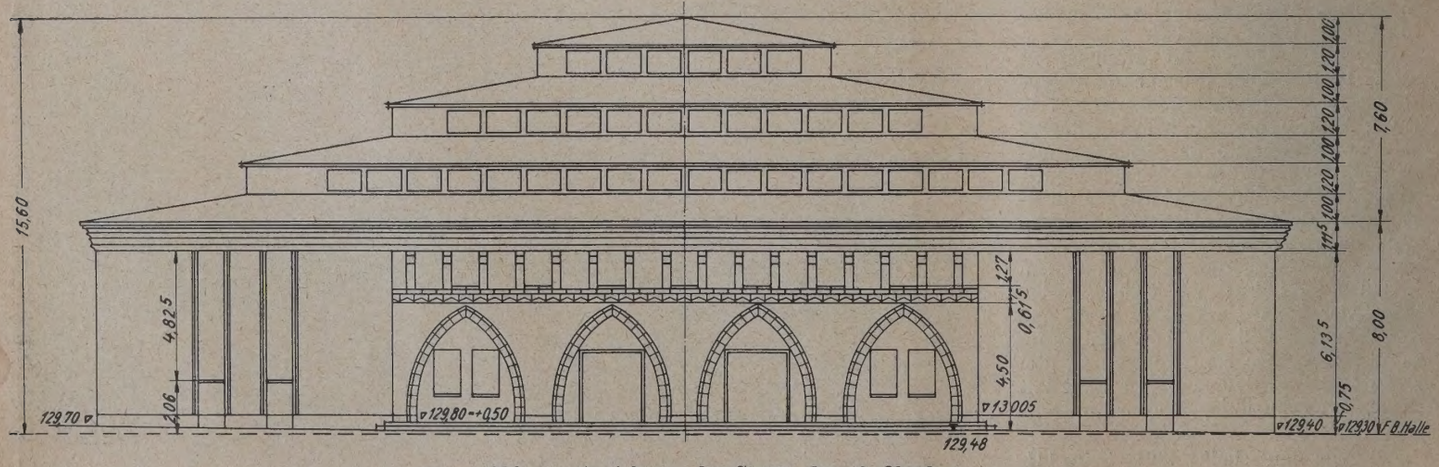
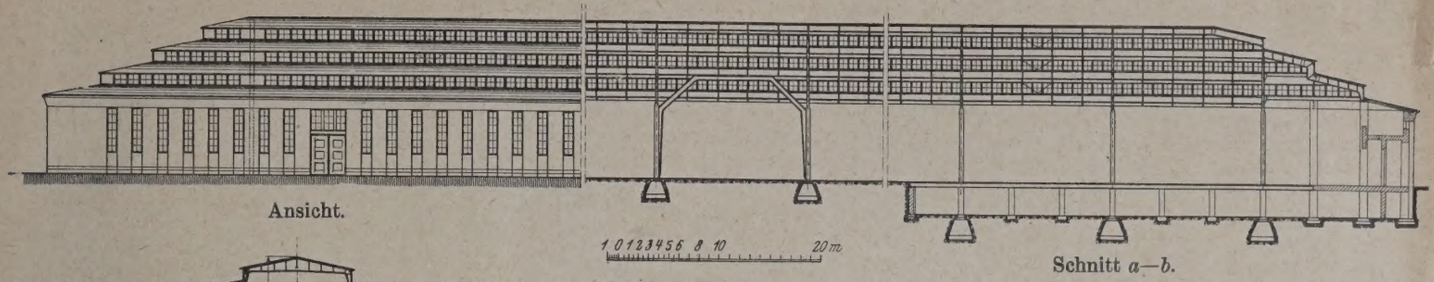
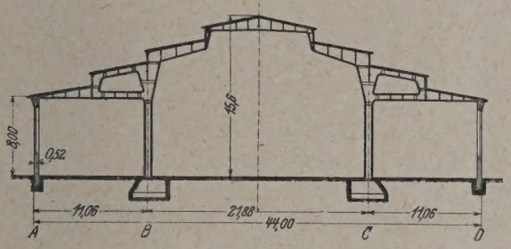


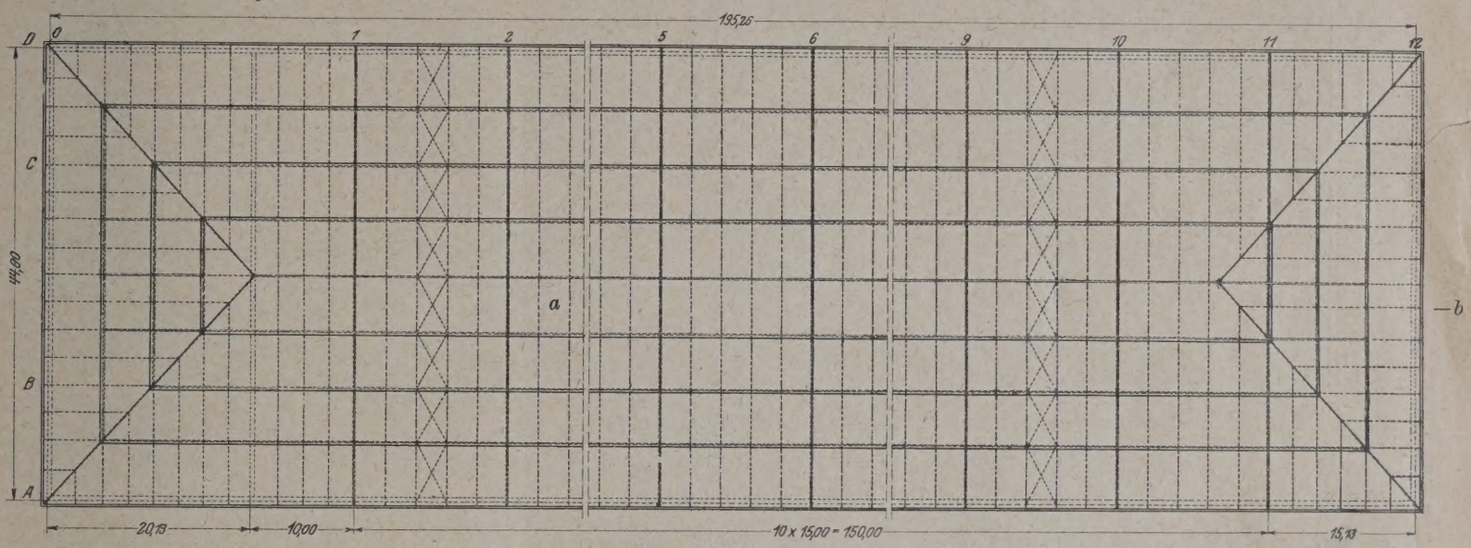
Abb. 1. Ansicht an der Straße des 18. Oktober.





Querschnitt.

auswirken. Weiter wird, um das Bauwerk leicht konstruieren zu können, eine Menge verschiedenster Querschnitte von kleinem Gewicht erforderlich sein, die die Walzwerke in der geforderten kurzen Frist kaum abwalzen können. Die Läger der Eisenhändler können auch nicht zur Aushilfe herangezogen werden, da diese auf lange Zeit hinaus nur Walzmaterial in handelsüblicher Güte führen werden. Das hat zur Folge, daß kurzfristige Lieferzeiten für Bauten in Hochbaustahl überhaupt nicht vereinbart werden können, ein Umstand, der



Grundriß.

Abb. 2. Übersicht der Halle. Die Eisenkonstruktion entworfen und ausgeführt von Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G., Abt. Brückenbau, Sterkrade.

Ausführung in gewöhnlichem Flußstahl vorgezogen, weil man dadurch bedeutend weniger von den Walzwerken abhängig war. Das Ausführungsgewicht beträgt 370 t. Die Gewichtsvermehrung gegenüber dem Entwurfsgewicht ist darauf zurückzuführen, daß nachträglich

1. in den Längswänden besondere Hilfskonstruktionen zur Unterstützung der Binder vorgesehen wurden, um von dem Fortgang der Maurerarbeiten unabhängig zu sein;
2. aus dem gleichen Grunde unter den Traufpfetten ein Sprengwerk aus Flußstahl eingebaut wurde;
3. der gesamte auf die Halle entfallende Winddruck nunmehr von der Stahlkonstruktion aufgenommen wird. Bei der Aufstellung des Entwurfs war angenommen worden, daß die in Ziegel gemauerten Längswände stark genug seien, die auf diese entfallenden Windkräfte aufzunehmen.

Wenn also tatsächlich im vorliegenden Falle die Verhältnisse für die Anwendung von Hochbaustahl besonders günstig lagen, so beweisen diese Zahlen nur, daß sich im allgemeinen die Hochbaukonstruktionen weniger als Brückenbauten zur Ausführung in Hochbaustahl eignen, gleichgültig, ob hochgekohlter Flußstahl oder irgend ein anders benannter Stahl gewählt wird. Die auf Grund der niedrigen Belastungen und kleinen Stützweiten errechneten theoretischen Baustoffquerschnitte sind teilweise auch so klein, daß sie aus konstruktiven und praktischen Gründen kaum angewandt werden können. Ferner befindet sich bei jedem Bauwerk eine große Anzahl von Stäben, die allein nach der Eulerschen Knickformel zu bemessen sind, für die also die Erhöhung der Streckgrenze keinerlei Gewichtsverminderung ergibt. Bei großen Brücken liefert das Gewicht des Eisengerippes einen erheblichen Anteil der Spannungen. Eine Verminderung dieses Gewichts durch Erhöhung der zulässigen Spannungen bewirkt eine Verminderung der toten Last. Dieser Vorteil kann sich bei den üblichen Hochbauten mit kleinen Eigengewichten im Verhältnis zu den Nutzlasten nicht für manchen Besteller ausschlaggebend sein wird, den handelsüblichen Baustoff zu wählen. Ein gutes Beispiel hierfür bietet eben die Messehalle VIII. Den Auftrag erhielt die GHH am 9. Juli 1924. Am 20. August 1924 wurde bereits mit der Aufstellung begonnen, so daß bei Beginn der Herbstmesse am 31. August 1924 schon ein Binderpaar fertig aufgestellt war.

Die Anwendung des Hochbaustahls wird m. E. vorerst in erster Linie auf große Brücken beschränkt bleiben. Sie wird vielleicht auch für einzelne besonders schwere Hallen und Kranbahnkonstruktionen in Frage kommen, bei denen das Eigengewicht schon von gewissem Einfluß auf die Spannungen ist. Für die üblichen Hochbauten ist sie zunächst noch ziemlich unwirtschaftlich.

Daß man bei Industriebauten, die in Hochbaustahl ausgeführt werden, nur die für Flußstahl geltenden Beanspruchungen vorsieht, um später bei größerer Belastung durch Krane usw. einen Spielraum zu haben, kann vielleicht einmal vorkommen. Es ist aber nicht einzusehen, daß hierin ein besonderer Vorteil des Hochbaustahls liegen soll. Man kann doch in diesem Falle ebensogut die Beanspruchungen für die Flußstahlkonstruktionen entsprechend niedriger ansetzen, um später einen Spielraum zu haben.

Der Entwurf und die architektonische Ausbildung des gesamten äußeren Umrisses der Halle VIII (Abb. 1) wurde von Herrn Architekt Craemer, dem Leiter des Baubureaus der Leipziger Messe- u. Ausstellungs-A.-G., aufgestellt.

Bei der Formgebung des Eisengerippes wurde besonders darauf geachtet, daß in der Innenansicht der Halle die Tragkonstruktion (Binder) mit der Dacheindeckung möglichst zusammenfließt, damit zwischen den tragenden und den getragenen Teilen kein Zwischenraum vorhanden ist.

Die Halle VIII besteht aus einem Hauptschiff von 21,88 m Breite und zwei Seitenschiffen von je 11,06 m Breite. Die Höhe der Haupt-

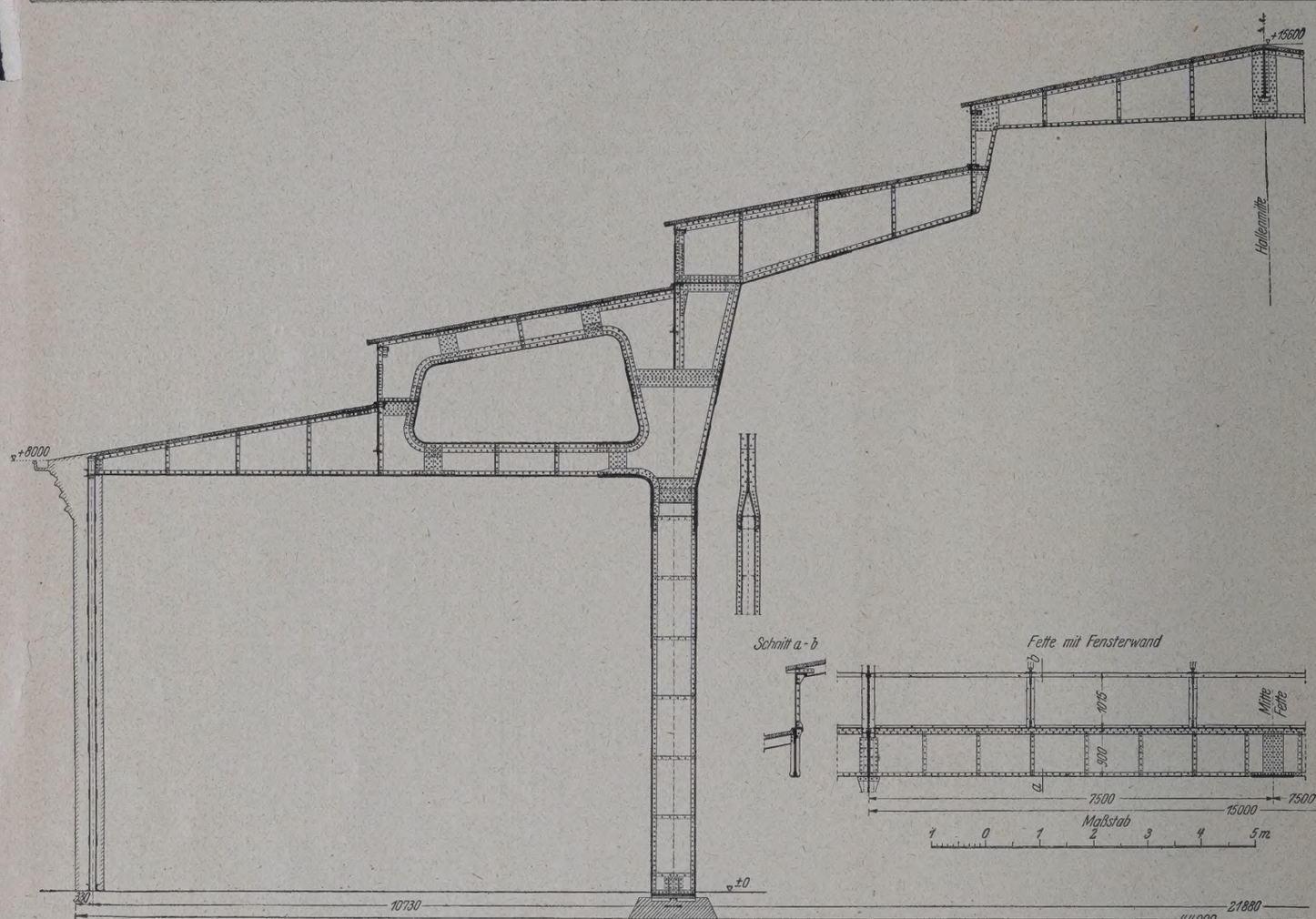


Abb. 3. Einzelheiten des Eisenbauwerkes.

halle beträgt 15,6 m und die der Seitenhallen 8 m (Abb. 2). Die gesamte überdachte Fläche beträgt 8590 m². Vorläufig sind keine Krane eingebaut, jedoch ist die Konstruktion der Mittelhalle so eingerichtet, daß später eine Kranbahn leicht angebracht werden kann.

Die Binder und Pfetten sind als Blechträger ausgeführt. Die doppelwandigen Stützen der Mittelhalle haben in der Ansicht ebenfalls volle Blechwände. Die Entfernung der Tragkonstruktion — Stützen und Binder — in der Längsrichtung beträgt 15 m. Trotz des großen Abstandes und der entsprechend großen Auflast sieht die Konstruktion leicht und gefällig aus. Die in der Längsrichtung der Halle auftretenden Kräfte werden durch Portale, die zwischen den Mittelsäulen angeordnet sind, aufgenommen und in die Fundamente geleitet. Die Einzelheiten der Stützen, Binder und Pfetten gehen aus Abb. 3 hervor.

Die am Boden zusammengenieteten Binderhälften werden durch zwei Schwenkmaste hochgezogen und dann der Mittelbinder eingesetzt. Es werden wöchentlich $2^1/_2$ Binderfelder fertig aufgestellt (Abb. 4).

An beiden Kopfenden der Halle befinden sich Räume für Bureaus, Polizei, Feuerwehr usw. Die Belichtung der Halle ist vorzüglich. Außer den Längswandfenstern sind Fenster in der Dachfläche angeordnet, die infolge ihrer senkrechten Lage nicht leicht beschmutzt werden und sich sehr bequem reinigen lassen. Die Dachhaut wird in Zomak-Leichtstein mit einer doppelten Lage Asphaltpappe ausgeführt.

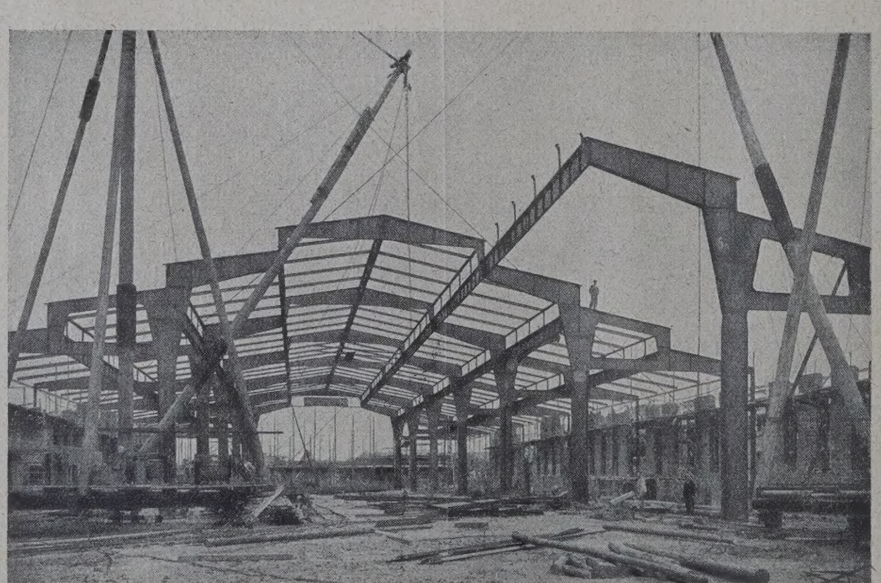


Abb. 4. Aufstellung des Eisenbauwerkes.

Zum Schluß darf noch gesagt werden, daß der Gedanke, hochwertigen Stahl zu verwenden, durchaus nicht neu ist. Die Gutehoffnungshütte hat schon mehrere große Brücken in solchem Werkstoff ausgeführt, und zwar erstmals im Jahre 1909. Ich verweise hierzu auf die kurze Notiz im „Zentralbl. d. Bauverw." 1910, S. 376, wo über die erste Eisenbahnbrücke Deutschlands aus Nickelstahl berichtet ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Über die seitherigen Unterwassertunnel-Ausführungen.[1]

Von Dr.-Ing. ehr. A. Haag, Nikolassee.

Der Unterwassertunnelbau war seither — Glückssache! Man beschränkte sich auf Ausführungen in vermeintlich dichtem Boden, blies zur Wasserverdrängung große, oft ungeheure Druckluftmengen in den Tunnel, den Vortriebschild und den davor liegenden, zu durchfahrenden Boden, verbaute die Brust des Tunnels, so gut es möglich war oder soweit man es für nötig hielt, gegen Druckluftverluste und Luftausbrüche, nahm solche, wenn sie trotzdem vorkamen, als unvermeidlich in den Kauf und hoffte, das Ganze werde schließlich gelingen! Es gelang auch, wenn auch oft nur unter großen Gefahren und Opfern, die gebracht werden mußten, um das mangelhaft begonnene Werk zu vollenden. Die Unsicherheit des Gelingens war der Grund für die Seltenheit der Ausführung von Unterwassertunneln. Ein schwieriger Tiefbau, ein Unterwassertunnelbau, darf nicht dem Zufall des Gelingens unterworfen sein, sondern muß auf sicher zum Ziel führenden Überlegungen beruhen. Unsichere Verhältnisse dürfen nicht als Voraussetzung für die sichere Ausführung des Tunnels angenommen werden. Die Arbeitsweise muß für jede Bodenart gelten!

Engineering News-Record brachten in Heft 19 vom 8. Mai 1924, S. 798/803 eine Beschreibung des Baues des neuen Hudson-River-Vehicle-Tunnels zwischen New York und Jersey City. Dieser Tunnel, über den „Die Bautechnik" bereits im Jahrg. 1923, Heft 14, S. 142 kurz berichtete, ist ein mit schwerer eiserner Ummantelung versehener Doppelröhrentunnel von rd. 2 km Länge zwischen den Ufern und rd. 2,8 km Länge einschließlich der beiderseitigen Rampen. Der Außendurchmesser jeder Tunnelröhre beträgt etwa 9 m. Der Tunnel liegt, was Voraussetzung für den Beginn des Unternehmens war, in dichtem Silt (Schlamm-)boden.

Der Tunnelvortrieb geschah in hergebrachter Weise, ähnlich wie in Hamburg. Es wurden sieben Schächte, die später der Tunnellüftung dienen sollen, an den Hudsonufern mit Hilfe von Druckluft tief abgesenkt. Von der Sohle dieser Schächte aus wurden fünf große Schilde durch Öffnungen in den Schachtwänden hindurch in verschiedener Richtung vorgetrieben. Einer der Schächte war ein Doppelschacht über beiden Tunnelröhren. Es war schwierig, die Schilde durch die Schachtwandöffnungen in den Silt hineinzuschieben, ohne daß Luftausbrüche vorkamen. Man half sich mit Tonpackungen und eingesetzten Holzwänden. Ebenso wurde die Brust des Tunnels mit Holzwänden und Ton fortschreitend verbaut.

Nach der Beschreibung waren bis Frühjahr d. J. nur zwei Luftausbrüche vorgekommen; einer am 3. April 1923 in gemischtem Boden von Gestein und Silt, der mehrere Tage Arbeitsunterbrechung zur Folge hatte, und ein kleinerer am 10. Juni 1923, in schlechtem Boden, der aber keine größere Arbeitsstörung verursachte; die Arbeit ging nur langsamer vorwärts, weil besondere Schutzmaßregeln ergriffen werden mußten. Die Luftausbruchgefahr bestand, wie bei jeder Tunnelüberdeckung ohne tiefgreifenden und allseitigen Luftabschluß, immer! Bei einer Gelegenheit mußten rd. 40 000 Kubikfuß (= 1100 bis 1200 m³) angesaugte Luft in der Minute (!) in den Tunnel gepumpt werden.

Der Siltboden wurde, wo er weich war, entweder vom Schild beim Vortrieb verdrängt, oder er quoll beim Vortrieb durch die unteren Schildtüren in den Tunnel, soweit er nicht von Hand in den Tunnel geschafft wurde.

Über die Bauart der Schilde, ihre Ausrüstung und die Arbeit in den Schilden ist ein besonderer Aufsatz in Aussicht gestellt.

Alle mühsamen und gefährlichen Dicht- und Verbauarbeiten mit Holzwänden und Tonpackungen in und vor dem Schild würden entbehrlich gewesen sein, wenn man einen ringsum geschlossenen Vortreibschild mit geschlossener Querwand verwendet und die Grabarbeit vor der Wand maschinell, mit Hilfe von Baggern oder Saugern, unter Wasser ausgeführt hätte. Die Erdwegräumungsarbeiten vor dem Schild (in den Schildkammern) sollten, soviel wie irgend möglich ist, maschinell ausgeführt werden. Es ist den Arbeitern nicht zuzumuten, in den engen Schildkammern vor der Brust des Tunnels, aus denen die Druckluft mit Getöse entweicht, wo dauernd die Gefahr des Ausgeblasenwerdens für die Leute besteht und der Aufenthalt kein gesunder und angenehmer ist, mühsame und empfindliche Grab- und Verbauarbeiten auszuführen. Werden die Grabarbeiten durch Maschinen bewerkstelligt, so braucht kein Wasser vor dem Schild durch Druckluft verdrängt zu werden, und man braucht sich nicht auf Ausführungen in vermeintlich dichtem Boden zu beschränken. Es sind keine Verbauarbeiten nötig. Die Erde wird unter Wasser gelöst — am einfachsten durch einen Druckwasserstrahl, oder sie wird abgesaugt — und es kommen, weil keine Druckluft zur Wasserverdrängung gebraucht wird, keine Druckluftausbrüche (Blowouts) und keine Druckluftverluste mehr vor! Der Schild verliert an Auftrieb und ist besser lenkbar. Die maschinelle Arbeit ist, wenn sie einmal gelernt ist und richtig betrieben wird, billiger und sicherer als die gefährliche und mühevolle Handarbeit. Kurze Tunnel brauchen nicht von der Sohle tiefer Schächte aus vorgetrieben zu werden, um beim Beginn des Vortriebes die irrtümlich für unentbehrlich gehaltene Überdeckung zu gewinnen. Ein Tunnelvortreibschild kann an einem Ufer eines Gewässers aufgestellt und von da unter dem Gewässer hindurchgetrieben werden, bis er am anderen Ufer im Trockenen wieder zum Vorschein kommt. Das geht in jedem Boden, der nicht Fels oder zum Baggern und Schleusen ungeeignet ist, einerlei wieviel Wasser der Boden durchläßt.

Es gibt kaum einen Boden, der leichter und bequemer zu baggern ist, als der Berliner Sand- oder der New Yorker Siltboden. Darum ist gerade in diesen Bodenarten der maschinelle Tunnelvortrieb am Platze!

Die Tunnelvortreiber können mit Baggern ausgerüstet werden, die das Einstürzen der Böschung des Bodens im Vortreiber verhindern. Der in Abb. 15 auf S. 320 der „Bautechnik" 1924, Heft 28 dargestellte Bagger ist eine erste Studie, die der weiteren Ausarbeitung der verschiedensten Baggerformen dienen kann.

Ringsum und in ihren vorderen Teilen durch eine Querwand mit Türen verschlossene Tunnelvortreibschilde, in die kein Wasser eindringt, gestatten in ringsum geschlossenen Tunneln die Ausführung aller Arbeiten in gewöhnlicher Luft, wenn der Boden unter Grundwasser gelöst oder daraus abgesaugt und durch Schleusen in den Tunnel gefördert wird. Beginnt der Vortrieb im Innern von Schächten, so müssen die Schächte an der Sohle wasserdicht verschlossen sein.

Nur wenn Hindernisse im Boden vorkommen, die der Bagger nicht bewältigen kann oder Ausbesserungen an Baggern oder Schleusen auszuführen sind, müssen die Räume des Schildes vor der Abschlußwand zeitweilig durch Taucher oder Druckluftarbeiter unter Druckluft begangen und abgedichtet werden. Im übrigen ist die Druckluft im Tunnel entbehrlich, soweit nicht besondere Gründe ihre zeitweise Zuhilfenahme rätlich erscheinen lassen.

Die Hudson-River-Tunnelröhren sind mit schweren eisernen Mänteln umkleidet; ein Luxus, der hierzulande nicht mehr gestattet sein wird, der aber auch entbehrlich erscheint, weil leichte Verkleidungen, die von Lehrgerüsten gestützt und ausgemauert werden, denselben Dienst tun.

Nach einem weiteren Aufsatz im Engineering News-Record vom 8. Mai d. J., S. 818/820 ist noch eine Reihe von großen Hudson-Untertunnelungen für Verkehrserweiterungen in New York geplant. Bei der Ausführung dieser Tunnel dürfte der maschinelle Betrieb der Erdarbeiten gute Dienste leisten.

[1]) Nachtrag zu dem Aufsatze „Die Grundzüge des Unterwassertunnelbaues" des Verfassers in der „Bautechnik" 1924, Heft 28, S. 318/321.

Alle Rechte vorbehalten.

Aufzeichnungen beim Stollenvortrieb.

Von Regierungsbaumeister Dr. ing. Dr. jur. Randzio, Berlin.

Immer zahlreicher werden in jüngster Zeit die Fälle, in denen der Bauingenieur sich mit der Frage des Vortriebs und Ausbaues von Stollen zu befassen hat, besonders seitdem man in größerem Umfange als früher durch Anlage von Wasserkraftwerken als Ersatz für Kohle Energie in Gestalt von Elektrizität zu gewinnen sucht, in vielen Fällen dabei in der ausgesprochenen Absicht, die so zu gewinnende Elektrizität zum Betrieb von Eisenbahnen zu benutzen oder um bestehende, bisher mit Dampflokomotiven betriebene Eisenbahnen elektrisch betreiben zu können. Dadurch ist die Frage des Stollenbaues wichtig geworden sowohl für Wasser-, als auch für Eisenbahn-Bauingenieure und für „Städtische Tiefbauer".

Verfasser hat in den Sommermonaten 1924 Gelegenheit gehabt, im In- und Ausland siebzehn Baustellen mit Stollenanlagen studieren zu können,[1]) und hat dabei die Beobachtung gemacht, daß die Handhabung der Organisation wohl bei Einrichtung der Baustellen im allgemeinen eine gewisse Einheitlichkeit zeigt, daß aber bei der Organisation des Vortriebs von Stollen jeder Bauleiter seine eigenen Wege geht, besonders in der Handhabung von Aufzeichnungen während des Vortriebs. Durchaus nicht an allen Stellen wurden und werden die

[1]) Ein eingehenderer Bericht darüber soll demnächst an dieser Stelle folgen.

Vortriebs- und Verbrauchsergebnisse je Schicht und Angriff genau festgestellt und zu einem Tagesbericht, dem „Rapport“ vereinigt, aus dem dann der Bauleiter seine Schlüsse ziehen und danach sofort Anordnungen treffen kann. Häufig wird auch nur ein Teil der später zu besprechenden nötigen Beobachtungen verzeichnet, und auch dieser mitunter nur in größeren Zeiträumen. Ebenso wird stellenweise nur vom Unternehmer vermerkt, wieviele Arbeits- bezw. Lohnstunden für eine bestimmte Leistung aufgewendet wurden, und welch ein Aufwand an Betriebsstoffen vorlag, d. h. nur die Zahlen, die er für seine Abrechnungen braucht, also nicht solche, aus denen sich Rückschlüsse auf etwaige Ursachen von Verbesserungsmöglichkeiten der Leistungen ziehen lassen. Gewiß soll das eigene Auge des Ingenieurs und Bauleiters an erster Stelle berufen sein, ihn von Leistungen und etwaigen Änderungsnotwendigkeiten zu überzeugen, doch werden erst die systematischen Aufzeichnungen restlose Klarheit schaffen über die Vorgänge, und erst aus ihnen wird er einwandfrei Ursache und Wirkung erkennen; zum mindesten werden sie ihm schon während des Baues eine nicht zu unterschätzende Hilfe dafür bieten.

Warum wird nun diese Berichterstattung stellenweise für weniger wichtig angesehen oder sogar vernachlässigt?

Der Grund dafür ist wohl darin zu suchen, daß dieses Fachgebiet von der Mehrzahl der Bauingenieure bis dahin nur wenig gepflegt wurde, da Stollenanlagen noch bis vor kurzer Zeit, außer im Bergbau und in einigen Fällen für städtische Be- und Entwässerung, hauptsächlich nur bei dem verhältnismäßig seltenen Bau von Eisenbahn- und Kanaltunneln in Frage kamen. Austausch und Bekanntgabe von Erfahrungen auf diesem Gebiet waren gering, was zum Teil darin begründet war, daß entsprechende Aufzeichnungen beim Vortrieb häufig nur unzulänglich gemacht worden waren, zum Teil auch darin, daß gemachte Aufzeichnungen ängstlich als Geschäfts- oder Amtsgeheimnis gehütet wurden; heute gehören die letztgenannten Fälle jedoch — das sei hier ausdrücklich festgestellt — nach den Erfahrungen des Verfassers zu den Ausnahmen.

Die „Rapportierung“ und Auswertung ist für manchen Ingenieur eine Sache, an die er nur mit Widerwillen herangeht: „Auf der Baustelle soll gebaut und nicht geschrieben werden“; diese mehrfach vertretene Meinung hat aber gerade für den Stollenvortrieb und -Bau nur bedingten Wert. Denn die Aufzeichnung von Vortriebsergebnissen, Leistungen, Verbrauch usw. liefert ja dem Bauleiter nicht nur statistisches Material, das vielleicht als Anhalt und Grundlage für Entwürfe und Kostenberechnungen für spätere ähnliche Bauten und als Vergleich während ihrer Ausführung wertvoll werden kann, sondern es kann ihm schon während des Vortriebes und Baues wichtige Fingerzeige für die weitere Anordnung seines Stollenvortriebes und -Baues geben. Eine möglichst eingehende Rapportierung, das ist tägliche Aufzeichnung im weiter unten angedeuteten Sinne, kann daher nicht dringend genug empfohlen werden.

Wer soll nun aufzeichnen? Zunächst: Bauherrschaft oder Unternehmung? Die letzte Frage scheidet dort aus, wo die Bauherrschaft selbst baut, „in eigener Regie“. Denn als Unternehmung muß sie es tun. Wo es sich um einen „reinen Regievertrag“ handelt, wie er besonders zu Zeiten unsicherer und wechselnder Lohn- und Geldverhältnisse angewendet wurde und wird, d. h. wo die Unternehmung dem Bauherrn ihre Unkosten nachzuweisen hat und zu diesem einen prozentualen „Regiegewinn“ erhält, muß selbstverständlich auch der Bauherr zur Wahrung seiner Belange die fraglichen Aufzeichnungen machen. Dasselbe gilt bei einem, in letzter Zeit mehrfach angewendeten Vertrag „en regie coïnteressée“, wo auch der Bauherr an der Ausführung mit Geld oder Geräten oder Ingenieurkräften und somit auch am „Regiegewinn“ beteiligt ist, wo aber der Unternehmer im Gegensatze zum reinen Regievertrag, bei dem der Unternehmer gar kein Wagnis übernimmt, einen Teil des Wagnisses trägt, indem ihm bei Überschreitung gewisser Geldsummen und Fristen je nach dem Vertrag ein kleinerer oder größerer Hundertsatz seines Regiegewinnes einbehalten wird. Zweifelhaft könnte zunächst die Notwendigkeit erscheinen, daß auch beim sogenannten „Akkordvertrag“ der Bauherr in ausführlicher Weise tägliche Aufzeichnungen vornimmt, da ja bei dieser bis zum Weltkriege wohl am häufigsten angewendeten Art des Vertrages die Unternehmung das ganze Wagnis trägt und dem Bauherrn es nur auf rechtzeitige mangelfreie Herstellung des vertraglich ausbedungenen Werkes ankommt, nicht auf das „Wie“ der Herstellung, d. h. auf die Aufsicht über etwaige Verbesserungsmöglichkeiten beim Vortriebe, denn „das ist Sache der Unternehmung“ ist häufig der Standpunkt des Bauherrn; und in der Tat sind mehrfach bei Stollenvortrieben vom Bauherrn überhaupt keine derartigen Beobachtungen gemacht und Erfahrungen gesammelt worden. Doch muß auch im Falle des Akkordvertrages die genaue Beobachtung und Aufzeichnung der Vortriebsergebnisse dem Bauherrn empfohlen werden, und wäre es auch nur, um Unterlagen und Erfahrungen für spätere Bauten für sich oder andere zu sammeln. Beiderseitige Beobachtungen und ein einvernehmliches Zusammenarbeiten der Bauherrschaft mit der Unternehmung — und das ist auch unter diesem Gesichtspunkte sehr wichtig — werden nur zum Vorteil des zu schaffenden Werkes dienen. Also sowohl Bauherrschaft als Unternehmung sollten aufzeichnen.

Die nächste Frage ist, welche Personen die Beobachtungen und Aufzeichnungen vornehmen sollen: Bei längeren Stollen bezw. längeren Stollenstücken am besten ein mit den Zusammenhängen des Vortriebs vertrauter, also entsprechend geschulter und zuverlässiger Ingenieur, eigens für diesen Zweck bestellt, der unabhängig und nur dem Bauleiter unmittelbar unterstellt ist; es wird sich dann nicht vermeiden lassen, daß für diesen Zweck auf einem Bau mehrere Ingenieure dazu eingestellt werden; es wird sich bezahlt machen. Bei weniger großen Stollenbauten wird der Schicht-Ingenieur diese Arbeit mit zu übernehmen haben, für ihn und seine Sachkenntnis nur zum Vorteil, und der Bauleiter wird Strichproben machen. Diese Aufzeichnungen dem Vorarbeiter, capo, zu übertragen, erscheint bedenklich und kann nur ausnahmsweise gebilligt werden, etwa bei ganz kleinen oder weniger wichtigen Stollenanlagen, bei denen der Bauleiter den Vortrieb selbst zu besichtigen öfter in der Lage ist; versäumt sollten sie jedenfalls auch dort nicht werden.

Was soll nun beim Stollenvortrieb beobachtet und vermerkt werden? Alles, was von Einfluß ist auf die Vortriebgeschwindigkeit[2]) und alles was verbraucht wird. Das ist für den Vortrieb im festen Fels mit Hilfe von Bohr- und Sprengarbeit zusammengestellt nebenstehendes:

Was kann der Bauleiter nun aus den in der vorgeschlagenen Form aufgezeichneten Zahlen schließen?

Aus dem Ausbruchquerschnitt und dem erzielten Fortschritt ergibt sich die Kubatur des ausgebrochenen gewachsenen Gebirges; ein Ver-

[2]) Vergl. hierzu: Randzio, Die Vortriebgeschwindigkeit im Stollen- und Tunnelbau, „Die Bautechnik“ 1923, Heft 39.

Lfd. Nr.	Ort u. Zeit der Beobachtung	Ausbruchquerschnitt m²	Zahl der Angriffe je Schicht oder je 24 Std.	Gesamtzeit eines Angriffs Min.	Bohren je Angriff: Zahl der Bohrlöcher	Gesamtbohrlochlänge m	Zeit für Bohren (von .. bis .. = .. Min.) Min.	Zahl u. Art der verbrauchten Bohrkronen Stck.	Zahl u. Art der vor Ort tätigen Bohrer bezw. Bohrmaschinen	Durchschn. Bohrlochdurchm. in mm	Laden, Schießen u. Lüften: Zeit für Laden und Schießen (von .. bis .. = .. Min.)	Art und Verbrauch der Sprengstoffe und Zündmittel je Angriff: Sprengstoff kg	Zündkapseln Stck.	Zündschnur m	Zeit für Lüften Min.	Schuttern: Zeit für Schuttern Min.	Belegschaft je Angriff: Zahl der Schutterer (Schlepper)	Zahl der Mineure	Sonstige (Aufseher, Vorarbeiter, Feuermann, Lauflunge usw.)	Fortschritt je Angriff m	Stationierung	Förderung: Zahl der geförderten Wagen	Betriebsmittelverbrauch je Angriff	Einbau: Zeit für Einbau Min.	Zahl der Zimmerleute	Materialverbrauch	Art und Lagerung des Gesteins	Beleuchtung: Karbidverbrauch je Belegschaft kg	Bemerkungen: Störungen, Wasser, Gas, Temperatur, Sonstiges

gleich mit der Anzahl der geförderten Wagen läßt den Ausnutzungsgrad der Wagen bezw. den Auflockerungsgrad des Ausbruchs erkennen; diese lassen wieder auf die Korngröße des Ausbruchs, des Schotters, schließen, so daß der Bauleiter schon hieraus Anhaltspunkte erkennen kann für die geleistete Schießarbeit, auch wenn er nicht selbst dabei gewesen ist, namentlich wenn er diese Überlegung mit der nächsten verbindet: Gesamtbohrlochtiefe durch Lochzahl gibt durchschnittliche Bohrlochtiefe; das Verhältnis von tatsächlichem Fortschritt zur Bohrlochtiefe, dem angestrebten Fortschritt, ist der Wirkungsgrad; dieser ist selten gleich 1, schon weil die Bohrlöcher häufig nicht senkrecht zur Ortfläche, entsprechend der Lagerung und Schichtung des Gesteins, angesetzt werden. Ist die Sprengwirkung schlecht, dann bleiben „Büchsen" oder „Pfeifen" stehen und der Wirkungsgrad wird schlecht. Ein Wirkungsgrad von 0,9 ist als gut anzusprechen; ein geringerer wird sich häufig verbessern lassen, und das ist unbedingt anzustreben, um einen möglichst raschen und wirtschaftlichen Vortrieb zu erzielen. Der rasche Vortrieb ist meistens auch der wirtschaftliche. Die von mancher Seite vertretene Meinung, es komme darauf an, ob Zeit oder ob Geld gespart werden soll beim Vortrieb, ist irreführend. Zeit ist Geld! Dieser Satz gilt im Stollenbau mehr denn anderswo; das laufende Meter Stollen wird in der Regel um so billiger, je früher der Stollen fertiggestellt werden kann, besonders in Zeiten der Geldknappheit und eines dadurch bedingten hohen Zinsfußes, abgesehen davon, daß der beschleunigte Vortrieb unter Umständen eine frühere Betriebseröffnung des Gesamtwerks, sei es Kraftwerk, sei es Eisenbahn oder Wasserleitung, und damit einen erheblichen Gewinn zur Folge haben kann. Es ist ein Unterschied, ob der Stollen in einem Angriff 1 m oder nur 75 cm vorgetrieben wird und ob in der Schicht ein oder zwei Angriffe stattfinden, d. h. ob mit demselben Aufwand an Lohnstunden der Fortschritt ein größerer oder kleinerer wird, und es leuchtet ein, daß ein laufendes Meter Vortrieb um so weniger Lohn- und Betriebsstunden kostet, je größer die Vortriebsgeschwindigkeit ist. Die Verbesserung des genannten Wirkungsgrades ist also wichtig. Sie kann erreicht werden durch Vermehrung der Bohrlöcher — falls die Bohrlöcher nicht etwa zu lang waren[3]), in diesem Falle durch ihre Verkürzung — oder durch Wahl von Sprengstoffen größerer Brisanz oder, wenn schon hochbrisante Sprengstoffe verwendet werden und die Art des Gesteins und der Endzweck des Stollens[4]) größere Erschütterungen gestatten, durch Vergrößerung des Bohrlochdurchmessers. Bei einem größeren Bohrlochdurchmesser kann die Sprengladung konzentrierter gehalten werden, was im Stollenvortrieb, wo nur eine „freie Fläche" vorhanden ist — anders als im Tagebau — für eine bestmögliche Wirkung von Wichtigkeit ist, und es können auch, falls nötig, stärkere Ladungen angewendet werden. Ein etwa vergrößerter Sprengstoffverbrauch spielt im Hinblick auf einen besseren Fortschritt keine Rolle. Ein größerer Bohrlochdurchmesser kostet allerdings mehr Bohrarbeit, also auch Kraft- und Kostenaufwand, die jedoch auch nicht ins Gewicht fallen dürften, so lange die Bohrzeiten nicht ungünstig beeinflußt werden. Beobachtung der Bohrzeiten ist daher erforderlich — auch im gutlaufenden regelmäßigen Betriebe. Namentlich bei Verwendung von Bohrmaschinen, bei denen heute die Preßluft als Antriebskraft vorherrscht, sind die angegebenen Beobachtungen nötig, um auf Durchschnittsleistungen je Maschine und 1 m Bohrloch und damit auf Abnutzung der Maschinen bezw. Abnahme der Bohrleistungen oder auf Unregelmäßigkeiten oder etwaige Unterbrechungen im Bohrbetrieb schließen zu können.

Überhaupt ist die Aufzeichnung der Dauer aller Vorgänge nötig, da es Bestreben sein muß, die Gesamtdauer eines Angriffs, d. i. Zeit für Bohren, Laden, Schießen, Lüften, Schuttern herabzusetzen. Aus diesem Bestreben heraus werden ja auch heute meistens Bohrverfahren angewendet, die es ermöglichen, die beiden Handlungen „Bohren" und „Schuttern" ganz oder teilweise zusammenfallen zu lassen, d. h. während noch der Ausbruch vor Ort fortgeräumt und gefördert wird, wird schon wieder für den nächsten Angriff gebohrt, was sich am besten bei Verwendung von Bohrhämmern ermöglichen läßt.

Gesamtbohrlochlänge dividiert durch Ausbruchquerschnitt mal Fortschritt in einem Angriff ergibt die sehr beachtliche Bohrlochlänge für 1 m³ Ausbruch. Zeit für Schuttern, Zahl der Schlepper und Kubatur des Ausbruchs ergeben die Durchschnittsleistung je Mann und m³; ein Vergleich mit früheren Leistungen oder bei anderen Bauten läßt erkennen, ob größere Leistungen möglich sind, was namentlich bei der Überlegung, ob und welche Prämien die Bauleitung zur Verbesserung von Vortriebsleistungen in Rechnung setzen soll, von Wichtigkeit ist.

Die Beobachtung der Zeiten für Laden, Schießen und Lüften ist namentlich wertvoll für Vergleiche zwischen verschiedenen Sprengarten, verschiedenen Arten des Einbruchschießens und verschiedenen Spreng- und Zündmitteln.

Schließlich nehmen in jedem Angriff die sogenannten Nebenarbeiten eine gewisse Zeit in Anspruch, d. i. die Zeit für das Abputzen der Stollenbrust nach dem Schießen und Lüften, wo es nötig ist, ferner das Vorstrecken des Fördergleises und bei Bohrmaschinen deren Anbringen vor dem Bohren und ihr Fortschaffen nach dessen Beendigung. Dort, wo überhaupt Aufzeichnungen in diesem Sinne gemacht werden, weichen die Meinungen häufig voneinander ab, ob und welche Zeit für Nebenarbeiten zu rechnen ist. Wir sind geneigt, die Zeit für Aufstellung und Fortschaffen der Bohrgeräte zur Bohrzeit zu rechnen, das Brustputzen, wenn es von den Bohrmineuren besorgt wird, ebenfalls, die Arbeiten, die die Schutterer (Schlepper) verrichten, also auch das Vorstrecken des Gleises, zu der Schutterzeit, die Zeit für Laden, Schießen und Lüften dagegen gesondert; nur dort, wo besondere Untersuchungen hinsichtlich Bohr- und Schutterarbeit gemacht werden sollen, wird man mehr auf Einzelheiten eingehen und die genannten Nebenarbeiten für sich besonders beobachten.

Die Notwendigkeit der übrigen Angaben in dem Vorschlag, z. B. über die Belegschaft, also damit auch über die aufgewendete Schichtstundenzahl, über Verbrauch an Bohrkronen, Sprengmitteln, Baustoffen, Betriebs- und Beleuchtungsmitteln usw., die der Bauleiter schon wegen eines geregelten Nachschubes braucht, ist auch ohne eingehendere Begründung ohne weiteres klar.

Es wird sich empfehlen, wie das vom Verfasser mehrfach beobachtet worden ist, in der Baukanzlei möglichst sofort in Anlehnung an einen Längsschnitt, der auch den geologischen Befund aufzunehmen hat, und unter ihm die so erhaltenen Zahlen graphisch aufzutragen, d. h. nicht nur die Fortschrittsziffern, die dann die bekannten Baufortschrittspläne ergeben, sondern auch die Zahlen der den Fortschritt beeinflussenden Einzelfaktoren im besprochenen Sinne und die des Verbrauchs. Die so entstandenen Bilder ergeben neben den Werten für 1 lfd. m Stollen eine gute Übersicht über den Betrieb und lassen ursächliche Zusammenhänge und auch geringe Abweichungen mit überraschender Deutlichkeit erkennen.

Wesentlich einfacher gestalten sich die Aufzeichnungen bei einem Vortrieb mit Brech-, Grabe- und Wegfüllarbeit, da hierbei alle das Bohren, Laden und Schießen betreffenden Beobachtungen fortfallen. Handelt es sich beispielsweise um den seltener vorkommenden Pfahlvortrieb mit Brustverzug im weichen Boden, so wird hier ein Angriff bestehen aus: Eintreiben der Pfähle, Aushub des Bodens und Vorstrecken des Brustverzugs, Setzen eines neuen „Rahmens" oder „Gespärres". Hierfür wären die Zeiten und Leistungen zu vermerken, um in ähnlicher wie für Vortrieb mit Bohr- und Sprengarbeit angedeuteter Weise Rückschlüsse ziehen zu können. Das Gleiche gilt für den noch seltener angewendeten Schildvortrieb ohne und mit Preßluft.

Leider sind gerade über die letztgenannten Vortriebsarten Erfahrungszahlen im besprochenen Sinne nur äußerst spärlich bekannt geworden, und es ist zu wünschen, daß auch bei derartigen Bauten mehr Gewicht auf Beobachtungen und Aufzeichnungen gelegt wird, und daß diese Beobachtungen überhaupt mehr als bisher zum Nutzen des Gesamtstandes dieses Fachgebietes und dadurch auch zum Nutzen des einzelnen Ingenieurs, Beamten, Bauherrn oder Unternehmers bekannt gegeben werden. Hoffentlich tragen diese Zeilen etwas dazu bei.

[3]) Vergl. hierzu: Randzio a. a. O.

[4]) Bei Druckstollen z. B. sind größere Erschütterungen zu vermeiden. Vergl. hierzu auch: Lepnik, Ein Beitrag zur Druckstollenfrage, „Die Wasserkraft" 1924, Nr. 18.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. Dezember 1924 ausgegebene Heft 24 enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. N. Kelen: Die Tirsobrücke bei Tadasuni (Sardinien). Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Schornsteinforschung. Auswertung neuer amerikanischer Versuche.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VI. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. Dezember 1924 ausgegebene Heft 24 (0,75 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Hoofdingenieur Gerhard Jobst: Städtebauliches von Batavia. Architekt G. Schroeder: Der Siedlungsplan der Stadt Neurode.

Taucherarbeiten in 160 m Tiefe. Im Juli 1924 wurden von der Firma Neufeldt & Kuhnke in der Bucht des Walchensees bei Einsiedel mit ihrem neuen Tauchgerät P. VII Versuche im freien tiefen Wasser fortgeführt, die vorher im Druckwassertank in Düsternbrook stattgefunden hatten.

Das Gerät gleicht nach der Z. d. V. d. I. einer geräumigen Ritterrüstung, z. T. ähnelt der turmförmige Körper in seiner äußeren Er-

scheinung und seiner Inneneinrichtung dem Kommandoturm eines U-Bootes.

Der durch einen in Gürtelhöhe liegenden Flansch mit Dichtung geteilte, nach dem Einsteigen des Tauchers an dieser Stelle wieder zusammenschraubbare Rumpfteil ist so geräumig, daß er dem Taucher erlaubt, die Arme aus den Armhüllen zu ziehen, um jeweils erforderliche Manöver auszuführen. Der Rumpf ist bei der neuesten Bauart erstmalig aus Siemens-Martin-Stahl geschweißt und getrieben. Hierdurch wurde bei größerer Festigkeit und Dichte geringere Wanddicke und größere Widerstandsfähigkeit gegen mechanische und chemische Einflüsse erzielt.

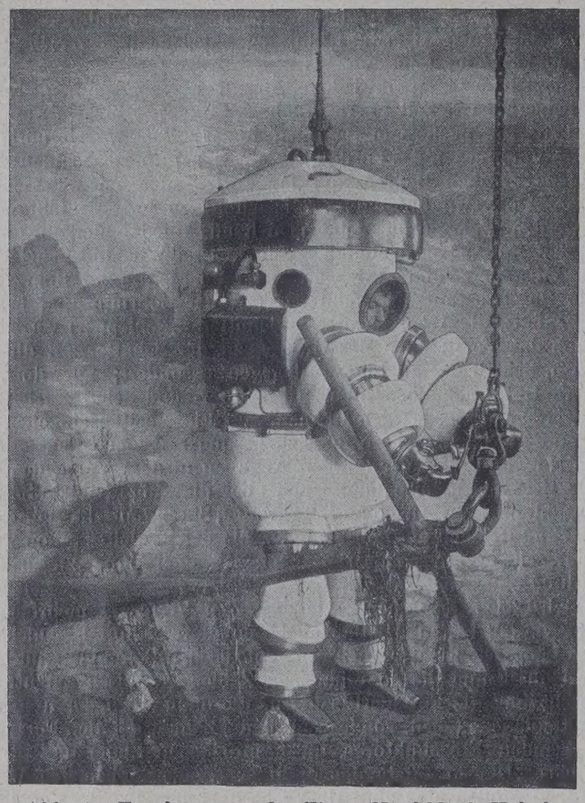


Abb. 1. Taucheranzug der Firma Neufeldt & Kuhnke.

Der Oberteil des Rumpfes hat vorn, seitlich und oben Sehfenster aus starkem Preßhartglas und nimmt die Signalarmaturen und Manövrierventile, Meßgeräte und Beleuchtungskörper auf. An diesem Teil sind die Armhüllen angesetzt. Während bei den Vorgängern das rechte Seitenfenster abnehmbar ausgeführt war, ist bei der neuen Bauart das mittlere große Schaufenster wie bei den Gummitauchern als Schraubfenster gebaut. Hierdurch ist über Wasser eine bessere Bedienung des Tauchers möglich.

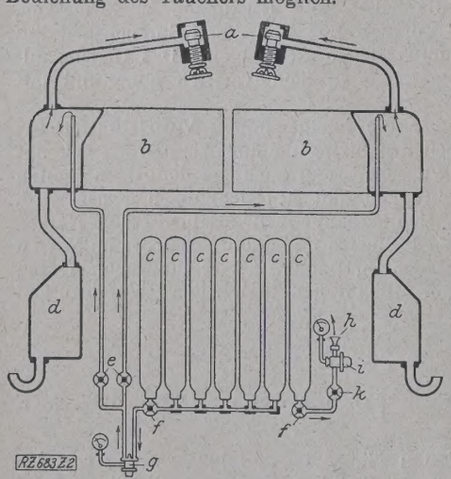


Abb. 2.
Rohrleitungsschema.

a Entlüftungsventile
b zweiteiliger Auftriebring
c Druckluft- und Sauerstoffflaschen
d Seitentank
e Absperrventile (Handrad im Helm)
f Absperrventile nur außen)
g Druckminderventil
h Ausströmdüse
i Dosierventil } im Helm für Atmung.
k Handrad u. Absperrventil }

Der Unterteil des Rumpfes bietet Raum für die Luftreinigungsanlage sowie für Ausgleich- und Fallgewichte. Ein Sattelpolster in Form eines Fahrradsattels gestattet dem Taucher bei Arbeitspausen eine bequeme Sitzmöglichkeit. An dem Boden des Unterteils sind die Beinhüllen angeschlossen. Den Gelenken der Arme und Beine sind durch Gelenkkugellager an den entsprechenden Stellen der Gliederhüllen Bewegungsmöglichkeiten gegeben. Bei den Beinen ist erstmalig nahezu eine Kniemöglichkeit erreicht worden. Bei allen Gliederteilen, mit Ausnahme der Taucherschuhe aus Schmiedeisen, wurde eine neue zähe Aluminiumlegierung verwandt, das sogenannte Fundit-Aluminium, das bei großer Seewasserbeständigkeit gute Kohäsionseigenschaften besitzt.

Der Tauchtank ist so unterteilt, daß der Taucher nach Wunsch und Lage seine Belastung vorn, achter oder seitlich ändern kann (Abb. 2). Zum Ausblasen des in die Tauchtanks gelassenen Wassers stehen sechs Flaschen (Stahlzylinder) von insgesamt 12 l Druckluft zu 150 at zur Verfügung.

Im Gegensatz zu den bisherigen schlauchführenden Geräten ist die neue Bauart als schlauchloses Gerät mit innerer Luftreinigung und Luftergänzung gebaut worden. Zur Erhöhung des Sicherheitsgefühls des Tauchers dient neuerdings die Gestaltung der Luftreinigungsanlage als geschlossene Ringrohrleitung (Abb. 2). Diese Anordnung ermöglicht dem Taucher selbst bei vollständig vollgelaufenem Gerät ein sicheres Atmen.

Je nach der voraussichtlichen Tauch- oder Arbeitsdauer können zwei bis vier Luftreinigungspatronen von je zweistündiger Arbeitsdauer nacheinander verwendet werden. Der Sauerstoff für die Luftergänzung wird aus einer besonderen, dem Hochdrucksammler angeschlossenen Sauerstoffflasche entnommen. Der Inhalt dieser Flasche reicht für eine dreistündige Tauchzeit aus, doch kann bei längerem freiwilligen oder erzwungenen Tauchen der Flascheninhalt immer wieder aufgefüllt werden.

Eine im oberen Rumpfteil slippbar angebrachte, jederzeit vom Taucher zu lösende Halte- bezw. mehradrige Telephonleine stellt eine gute Verbindung zwischen Taucher und Oberfläche her. Durch Zugsignale an der Halteleine, durch Lautsprechtelephon und durch Morsezeichen-Austausch mittels Summer wird eine sichere Verständigung zwischen Taucher und Oberfläche (Bedienungsmannschaft) in dreifacher Beziehung gewährleistet. Die Innenbeleuchtung zum Ablesen der Tiefenmanometer, Thermometer und Manometer wird ebenfalls durch das siebenadrige Telephonkabel bewerkstelligt.

Die Versuche mit dem Tauchgerät haben günstige Ergebnisse gezeigt. Eine Reihe von praktischen Arbeiten unter Wasser konnten bereits im Druckwassertank nach kurzer Zeit ausgeführt werden. Erwähnt seien hierbei: Befestigen eines Schäkels oder eines Karabinerhakens, Zusammenstecken der Enden von Tauen, Befestigen eines Taues an einem Augbolzen oder an einem Stück Holz, Einschrauben eines Preßluftschlauches in einen Gewindestutzen.

Im Walchensee sind die Taucher bis zu zwei Stunden ununterbrochen unter Wasser geblieben. Sie haben weder an Atmungsbeschwerden noch anderen Unannehmlichkeiten zu leiden gehabt, nicht einmal, wenn sie fünf Stunden in dem Gerät eingeschlossen und auf Tiefen von 120 bis 160 m gegangen waren.

Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Berlin. Am 26. November 1924 sprach in der Technischen Hochschule Herr Direktor Dr.-Ing. Arndt von der Philipp Holzmann-A.-G. über den Bau der Talsperre Muldenberg. Obschon das Bauwerk — in vergleichsweise flachem Gelände errichtet — mit 24,75 m Höhe nicht in die Reihe der großen Talsperren gehört, ist es doch bemerkenswert wegen der erheblichen Kronenlänge von 480 m und wegen der durch die geologischen Verhältnisse bedingten Schwierigkeiten der Gründung.

Der Vortragende veranschaulichte insbesondere die Gründungsschwierigkeiten, die der starke Wechsel von tragfähigem Phyllit-Gestein mit Verwitterungsschichten verursachte. Als „ein weiteres Beispiel für das Schicksal aller Probebohrungen“ führte er aus, wie die auf Grund von Probebohrungen und späterhin auch von Probeschlitzen ermittelten Bodenverhältnisse sich bei der Ausführung als völlig anders herausstellten und erheblich größere Ausschachtungs- und Abraumarbeiten nötig machten, als vorgesehen.

Als ein ebenfalls meist Überraschungen bringender Teil einer Talsperrenbaustelle wurde der Steinbruch bezeichnet; im vorliegenden Falle ergab dieser 50% Bruchsteine und 50% auf weiter entfernte Halden zu verbringenden Abraum. Bei der Verwendung von Stampfbeton an Stelle des vorgeschriebenen Bruchsteinmauerwerks hätte sich dieses Verhältnis bei der sonst einwandfreien Beschaffenheit des Gesteins leicht günstiger gestalten lassen, doch wurde, wie planmäßig, nur das Fundament der Sperre in Beton ausgeführt. Von der Betonierung dieser Fundamente, die wegen des starken Gebirgsdrucks und der dadurch bedingten schwierigen Absteifung nicht auf die ganze Breite, sondern um einen ersten mittleren Betonmauerkern in drei Absätzen ausgeführt wurde, brachte der Vortragende eindrucksvolle Bilder; ebenso von der gesamten Baustelleneinrichtung, den Förder-, Kran- und Gerüstanlagen sowie von dem als Silos ausgeführten Beton- und Mörtelwerk.

Die Gleise der Hauptbahn, die den größten Teil der Mörtelstoffe bis in unmittelbare Nähe der Baustelle zu bringen hat, liegen 7 m unter

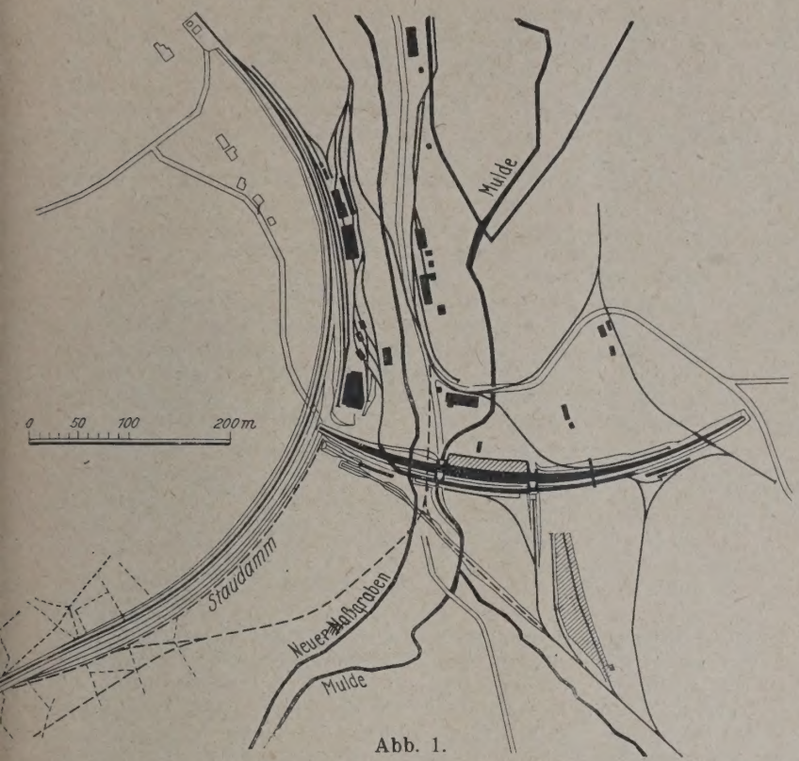


Abb. 1.

dem vorgesehenen Stauspiegel, was einerseits zu ihrer Sicherung die Anlage eines besonderen Staudammes (Abb. 1) bedingte, anderseits für die Materialanfuhr und Bauausführung sehr förderlich war.

Eine überraschende und jedenfalls neue Art des Frostschutzes brachte der Schluß des Vortrages: Anstatt der kostspieligen und

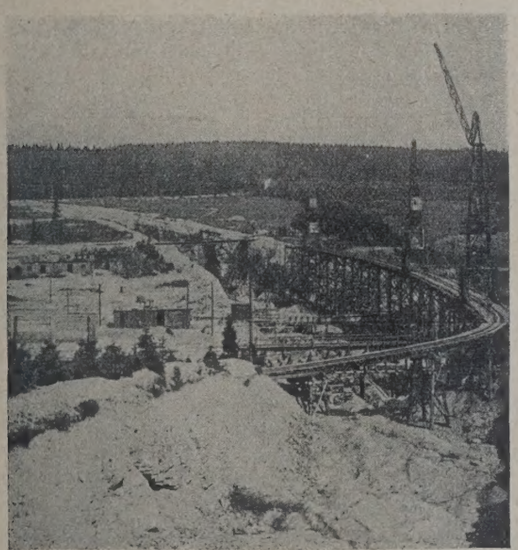


Abb. 2. Bauaufnahme mit Kran- und Förderbrücke.

keineswegs immer erfolgreichen Abdeckung durch Sand und dergl. wurde im Winter 1923/24 am Schluß der Bauzeit die Oberfläche des Talsperrenmauerwerks durch schwache Rand- und Zwischenmauern in einzelne Becken geteilt; diese wurden etwa 2 m hoch mit Wasser gefüllt, dessen Spiegel gefror. Die Unterschichten blieben jedoch frostfrei und bildeten so einen zuverlässigen und billigen Schutz für das frische Mauerwerk. Ki.

Einsturz einer Kaimauer und deren Umbau. Die Hafenmauern und Böschungen des Schönebecker Salinenhafens sind zum Teil sehr alt und nach heutigen Begriffen recht mangelhaft ausgeführt. In der Nähe des ehemaligen Schlafhauses, dessen östlicher Giebel nur 4 m vom Wasser entfernt ist, befindet sich eine vermutlich über 150 Jahre alte Kaimauer aus großen Sandsteinquadern, die auf einem Pfahlrost aufgebaut ist. Der Pfahlrost liegt zu hoch, taucht häufig lange Zeit aus dem Wasser auf und ist daher stark verfault. Der der Kaimauer gegenüber mündende Abfluß des Elbe-Überschwemmungsgebietes hatte schon vor dem Kriege das Erdreich aus dem Pfahlrost herausgespült. Durch Verfüllen der Hohlräume und Niederbringen einer Betonspundwand hatte man die Zerstörung aufzuhalten versucht.

An der Stelle, wo das Schlafhaus mit einer Hausecke dem Wasser am nächsten liegt und wo die Kaimauer in eine 45° steile abgepflasterte, aber nicht fundierte Böschung übergeht, die durch eine Spundwand aus 4 m langen Holzpfählen ohne Verankerung geschützt wurde, stürzte das Ende der Kaimauer in der Nacht vom 19. zum 20. Dezember 1919 ein. Die Betonspundpfähle wurden weggedrückt, die Böschung geriet ins Rutschen und die hölzerne Spundwand wurde auf eine Länge von 25 m nach dem Wasser eingedrückt.

Vermutlich ist der Rost unter der Kaimauer zusammengebrochen. Da bis 4,65 m Tiefe Kies und feiner Sand anstehen, so konnte die zu kurz gewählte Spundwand dem seitlichen Erddruck nicht widerstehen, und die übermäßig steile Böschung wurde in Mitleidenschaft gezogen.

An der Stelle der alten hölzernen Spundwand wird gegenwärtig eine neue mit 6-m-Spundpfählen geschlagen. Die Spundpfähle werden am Kopfe mit starken [-Eisen verbunden, die durch sieben Stück 12 m lange R.-E. an starken Betonklötzen verankert werden. Die Kaimauer wird, soweit sie noch steht, auf eine Länge von 5 bis 10 m abgetragen und durch eine flache Böschung ersetzt werden müssen.

Das Einrammen der Pfähle in den sehr festen, unterhalb 4 m anstehenden Ton gestaltet sich sehr mühsam. Die steile Böschung wird durch das Rammen stark erschüttert und droht die Spundwand aus der Fluchtlinie zu drücken, bevor die Verankerung vorgenommen werden kann. — Die Arbeiten werden von der Magdeburger Firma Blume & König ausgeführt. K. Ziekursch.

Hochstraßen in Amerika. Für den voraussichtlichen Bedarf an breiten Straßenzügen und Schnellverkehrslinien in dem Vorortgelände der Stadt Detroit hat, wie wir der Zeitschrift des V. D. I. nach einem Aufsatze in Engg. News-Rec. 1924, Nr. 25 entnehmen, der Schnellverkehrsausschuß einen Hochstraßenplan vorgeschlagen. Der Plan besteht darin, daß die Stadt, während die Bodenpreise in dem Vorortgelände noch niedrig sind, Geländestreifen für breite Straßen erwirbt, die je vier Schnellbahngleise, zwei Straßenfahrbahnen für Motorwagen und zwei solche für langsamen Verkehr enthalten sollen. Der Plan berührt nicht nur die Belange der heutigen Stadt Detroit, sondern auch die einer Anzahl ländlicher Orte und unabhängiger Städte in der Umgebung von Detroit, die schließlich einmal in einem Groß-Detroit aufgehen werden. Innerhalb der eigentlichen Stadt können breite Straßenzüge für Motorwagenverkehr nicht mehr angelegt werden, weil der Grunderwerb des bereits bebauten Geländes zu kostspielig sein würde.

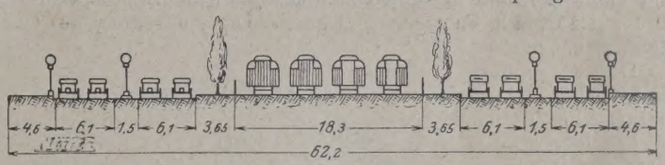


Abb. 1.

Der Plan hat den Vorteil, daß er, abgesehen von der großen Straßenbreite, in der Mitte der neuen Straße auch Schnellbahnlinien (Abb. 1) vorsieht, die nach Bedarf in der Straßenebene gebaut werden können, daß also die Notwendigkeit, später Hochbahnen oder Untergrundbahnen bauen zu müssen, entfällt. Die Kosten solcher Schnellbahnlinien werden auf 700 000 $/km geschätzt gegenüber $3^1/_2$ Mill. $/km für vier Untergrundgleise, so daß oberirdische wie unterirdische Schnellverkehrslinien von fünffacher Länge für dasselbe Geld gebaut werden können. In den bestehenden Straßen der inneren Stadt müssen natürlich Untergrundbahnen gebaut werden.

Der Plan braucht nicht als Ganzes sofort ausgeführt zu werden. Erst wenn die Bebauung der Vorstadtflächen sich zu entwickeln beginnt, wird die volle Breite des Straßenzuges nötig werden. Solange die Stadtentwicklung innerhalb der Zehnmeilenzone bleibt, glaubt man mit zwei Schnellbahngleisen auskommen zu können, die beiden weiteren Gleise sowie möglicherweise die inneren Fahrbahnen für Motorschnellverkehr können später hinzugefügt werden, bis schließlich der volle Bedarf eintritt, wenn die Geländeflächen der äußersten Zone zur Erschließung gelangen.

Die Anordnung der Fahrbahnen für den Schnellverkehr sowie der Schnellbahngleise bildet eine Besonderheit des Planes. Sie soll so erfolgen, daß auf den Radialstraßen keine Störung durch kreuzenden Verkehr möglich ist. Die völlige Trennung vom Querverkehr wird dadurch erreicht werden, daß die Straßenfahrbahnen für den Motorschnellverkehr sowie der Bahnkörper für die vier Schnellbahngleise gegen die kreuzenden Straßen eine erhöhte Lage erhalten. Der Verkehr der kreuzenden Straßen soll unter dem Fahrbahnkörper in Abständen von etwa 800 m durch gewölbte Unterführungen, die gleich-

zeitig die Zugänge für die Haltestellen des obenlaufenden Schnellverkehrs aufnehmen sollen, hindurchgeführt werden. Fußgänger werden also die Schnellverkehrslinien nicht zu überschreiten brauchen.

Der Hochstraßenbezirk ist im allgemeinen in Flächen von etwa 23 km² eingeteilt derart, daß die Flächen an allen vier Seiten von Hochstraßen eingefaßt sind (Abb. 2). Der Hochstraßenplan erstreckt sich nicht auf die Durchfahrten innerhalb der von den Hochstraßen eingerahmten Geländeflächen; der Plan bezeichnet es jedoch als wünschenswert, daß die Zwischenstraßen, die an der Meilenteilung liegen, 36,5 m breit, die an der Halbmeile 26 m breit werden. Wenn die Meilenstraßen eine Breite von 36,5 m erhalten, wird es möglich sein, falls die Verkehrsbedingungen es rechtfertigen, sie in Straßen mit Schnellverkehr umzuwandeln in der Weise, daß sie gegenüber den Halbmeilenquerstraßen erhöht werden, wie es bei den Hochstraßen selbst vorgesehen ist.

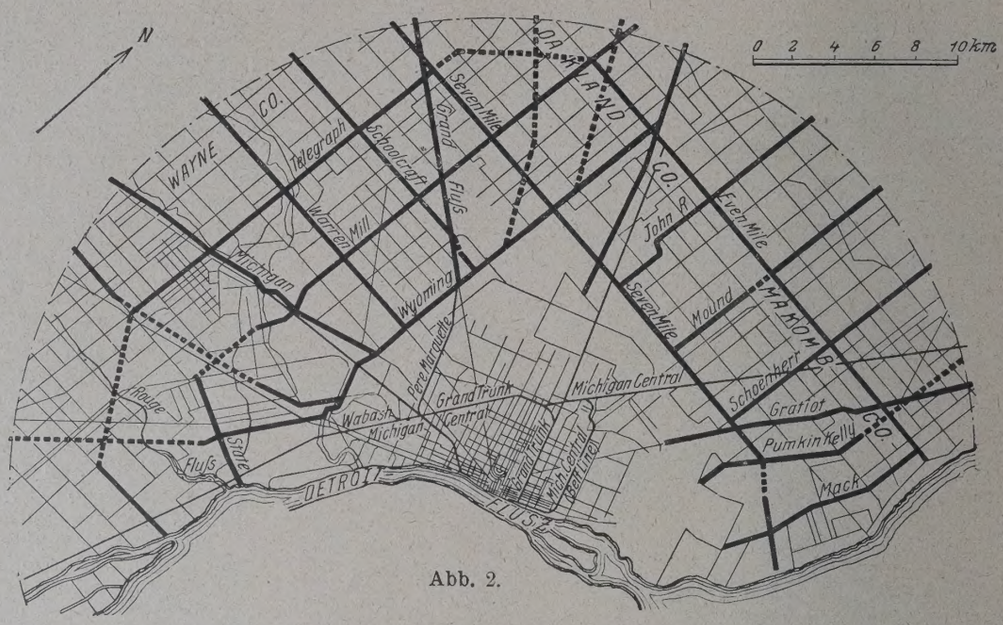
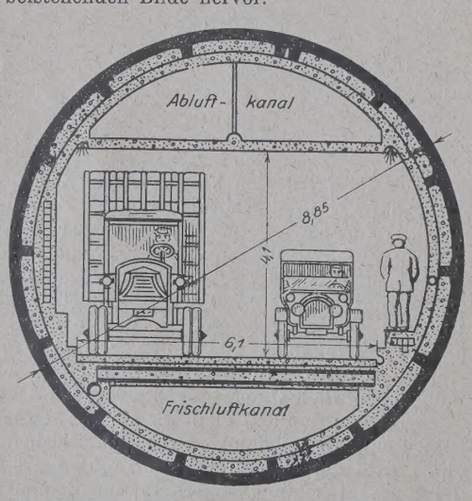


Abb. 2.

Der neue Hudson-Unterwasser-Straßentunnel. Wie bereits in der „Bautechnik“ 1923, Heft 14, S. 142, kurz mitgeteilt wurde, soll die bisherige, längst unzureichend gewordene Fährbootverbindung auf dem Hudson zwischen New York und New Jersey durch einen leistungsfähigen Straßentunnel ersetzt werden, der Schnellverkehr von Wagen und Personen gestattet. Zur Ausführung wurde schließlich ein Zwillings-Röhrentunnel gewählt. Der Tunnel ist jetzt im Bau. Die gesamten Baukosten, einschließlich aller Ausrüstungen, sind auf 28,7 Mill. Dollar veranschlagt.

Die Tunnelröhren haben nach einem Bericht der Times Eng. Suppl. vom 27. September 1924 8,85 m äußeren Durchmesser. Der nördliche Tunnel erhält 2485 m, der südliche 2510 m Gesamtlänge. Die gesamte Röhrenstrecke beträgt für beide zusammen 4054 m, die übrige Untergrundlänge 845 m und die offenen Rampeneinschnitte 549 m. Die größte Tiefe der Fahrbahn im Tunnel unter H.W. des Hundson beträgt 27,9 m, die größte Steigung 35‰, die größte Neigung der Fahrbahnen 40,5‰. Jeder Tunnel erhält eine 6,1 m breite Fahrbahn und eine 1,2 m breite Gangbahn. Die jährliche Leistungsfähigkeit wird auf 15,8 Mill. Fahrzeuge geschätzt. Die Ausbildung des Querschnitts geht aus dem beistehenden Bilde hervor.



Der Querschnitt zeigt auch die Luftführung im Tunnel. Die Frischluft wird in dem Kanal unter der Fahrbahn zugeführt, im oberen abgesaugt. Die gesamte Luft in der Tunnelröhre kann in jeder Stunde 40 mal vollständig erneuert werden. Dazu sind für beide Tunnel in der Minute fast 100 000 m³ Frischluft erforderlich. Auf Grund von Untersuchungen des Bureau of Mines ist bestimmt worden, daß die größte Menge Kohlenoxyd im Tunnel höchstens 0,4‰ (4 : 10000) betragen darf, um jede Gefahr oder auch nur Belästigung durch die Auspuffgase der Kraftwagen zu verhindern. Der Antrieb der Ventilatorenanlage wird elektrisch geschehen.

Für den Vortrieb ist die Schildbauweise gewählt worden, weil sie den Schiffsverkehr auf dem Hudson, der täglich durchschnittlich 1500 Fahrzeuge beträgt, in keiner Weise behindert. Die Kraftanlagen zur Erzeugung von Preßluft für die Lüftung, die Luftwerkzeuge, Krane usw., sowie von Druckwasser sind fertiggestellt.

Die Tunnelröhren werden aus Ringen von 0,75 m Länge gebildet, die ihrerseits wieder aus 14 gleichen Teilen und einem Schlußstück zusammengesetzt sind. 1 m Tunnelrohr wiegt einschließlich aller Verbindungsmittel im Durchschnitt etwa 30 t.

Die Tunnelschilde, die beim Vortrieb verwendet werden, haben rd. 9 m äußeren Durchmesser, sind 4,9 m lang und tragen vorn im oberen Teile eine Haube, die rd. 0,8 m über das eigentliche Schild vorragt. Die Schildfläche wird durch fünf lotrechte und drei wagerechte Rahmen in 13 Felder unterteilt, durch die hindurch der Boden abgegraben wird. Das Endstück des Schildes ist etwa 7 cm stark und lang genug, um den Stoß zwischen den beiden letzten Ringen noch mindestens 30 cm zu überdecken, wenn das Schild so weit vorgeschoben ist, daß man einen neuen Ring einsetzen kann. Der Vortrieb des Schildes wird durch 30 Pressen von 25 cm Zylinderdurchmesser mit zusammen etwa 6000 t Druckkraft bewirkt. Das Gewicht des Schildes mit allem Zubehör beträgt rd. 400 t.

Der Hohlraum um das Tunnelrohr herum, der entsteht, weil das Schild etwas größeren Durchmesser hat, wird mit grobem Zementmörtel im Verhältnis 1 : 1 unter starkem Druck gefüllt. Die Dichtung der Ringfugen geschieht mit Teerstrick und Blei. Die Ringteile tragen hierzu Rillen. Das Blei wird verstemmt.

Der Abbau geschieht in der üblichen Weise. Doch wird der Luftdruck in der Röhre nur so hoch gespannt, daß die Arbeit in der oberen Hälfte des Schildes ohne Wasserandrang möglich ist. Für die untere Hälfte wird der Druck nicht vergrößert, um trocken arbeiten zu können, sondern eine Art Brustverzug, eine Balkenverkleidung des Schildes, verwendet, die die Aushubmassen hält und beim Vorrücken des Schildes vor sich herschiebt und verdichtet, so daß sie dann über die Brustwand hinweg ausgehoben werden können, bis der Widerstand der Massen nachläßt und das Schild wieder vorgetrieben werden kann. Der Druck dieser Wand auf die Massen ist so stark, daß sie nur sehr wenig Wasser enthalten und standhaft werden. Damit ist auch die Einbruchgefahr beseitigt. Der tägliche Fortschritt des Schildes beträgt bei diesem Arbeitsverfahren durchschnittlich 1,5 m.

Auf der New Yorker Seite hat sich schon bei 21 m Tiefe vorzüglicher Baugrund gefunden. Auf der Seite von New Jersey dagegen steht Felsen erst bei 75 m Tiefe an. Da die Sohle der Caissons auf — 32 m liegt, mußte Brunnengründung angewendet werden: eiserne Rohre von 60 cm Stärke, die mit Beton gefüllt wurden. Gl.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Kläranlage mit Faulraum und Vorrichtung zum Ableiten von Gasen (Kl. 85c, Nr. 393 994, v. 20. 10. 1921, Dr. Karl Imhoff in Essen und Paul Hilgenstock in Gerthe, Westf.). In den Faulraum werden mit Gasableitungen versehene Auffangetrichter so eingesetzt, daß sich ihre Unterkante innerhalb des Faulraumes befindet, ihr Innenraum aber durch seitliche Kanäle von außen zugänglich ist, so daß man im Sammelraume entstehende Schwimmdecken zerstören kann; bei einer solchen Anlage lassen sich die entstehenden Gase dauernd gleichmäßig zur Verwertung ableiten.

INHALT: Bemerkenswerte Einzelheiten der Speicheranlagen im Berliner Westhafen. — Messehalle VIII für die Leipziger Messe- und Ausstellungs-Aktiengesellschaft (Lemag). — Über die seitherigen Unterwassertunnel-Ausführungen. — Aufzeichnungen beim Stollenbetrieb. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VI. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Taucherarbeiten in 160 m Tiefe. — Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Berlin. — Einsturz einer Kaimauer und deren Umbau. — Hochstraßen in Amerika. — Der neue Hudson-Unterwasser-Straßentunnel. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang | BERLIN, 9. Januar 1925 | Heft 2

Alle Rechte vorbehalten.

Der Handels- und Industriehafen Hanau.

Vom Beigeordneten, Stadtbaurat Ehrich, Hanau.

Mitte des Jahres 1920 entschlossen sich die städtischen Körperschaften trotz der ungünstigen Zeitverhältnisse, den bereits im Entwurf vorliegenden, schon strom- und landespolizeilich genehmigten Plan zum Bau eines Handels- und Industriehafens in Angriff zu nehmen, um die außerordentlich große Zahl von Erwerbslosen beschäftigen zu können, gleichzeitig aber auch eine für die Stadt nutzbringende Arbeit auszuführen. Der Plan, am Main einen Hafen zu erbauen, war bereits Ende des vorigen Jahrhunderts, als die Frage der Fortführung der Mainkanalisation bis Aschaffenburg und damit die Schaffung des Großschiffahrtsweges Rhein—Main—Donau greifbare Gestalt annahm, von den städtischen Körperschaften, wie dies bei der günstigen Lage von Hanau unmittelbar am Main nicht anders zu erwarten war, aufgenommen. Es hatte aber jahrelanger Verhandlungen und der Ausarbeitung der verschiedensten Entwürfe bedurft, bis dann endlich im Jahre 1909 der im städtischen Tiefbauamt ausgearbeitete, jetzt zur Ausführung gekommene Entwurf die Zustimmung der Körperschaften fand, nachdem die Platzfrage in langwierigen Beratungen gelöst war.

Geplant war zunächst nur die Ausführung eines Teiles der Erd- und Baggerarbeiten für ein rd. 250 m langes Becken, sowie die Ausführung der Uferbefestigungsarbeiten, soweit diese zur Sicherung der Beckenwände gegen Hochwasser unbedingt notwendig waren, nicht aber der betriebsfertige Ausbau des Hafenbeckens. Die anhaltende Erwerbslosigkeit zwang dann dazu, einen weiteren Teil des Beckens auszuschachten.

Das schon kurze Zeit nach Inangriffnahme der Arbeiten von Seiten der Handels- und Industriekreise für das Unternehmen gezeigte Interesse, das in der Hauptsache auf die günstige Lage der Stadt hinsichtlich ihrer Eisenbahnverbindungen zurückzuführen war, führte schließlich dazu, daß nicht nur der vollständige Ausbau des ursprünglich in Angriff genommenen Teiles des Hafenbeckens, sondern des gesamten Beckens beschlossen wurde.

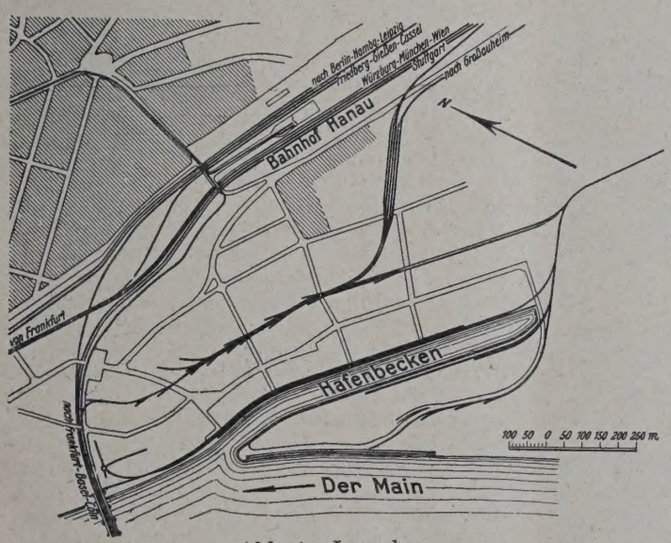


Abb. 1. Lageplan.

Der im Süden der Stadt in unmittelbarer Nähe des bebauten Stadtgebietes und des Staatsbahnhofes Hanau-Ost gelegene Hafen (Abb. 1) erstreckt sich nahezu parallel zum Main von Osten nach Westen. Er mündet rd. 400 m oberhalb der im Zuge der Berlin-Frankfurter Eisenbahnlinie liegenden Steinheimer Eisenbahnbrücke in den Main.

Das eigentliche Hafenbecken hat eine nutzbare Länge von rd. 950 m und eine Breite von rd. 64 m, gemessen im Spiegel des auf Ordinate + 99 m über N. N. liegenden normalen Mainwasserstandes. Bei normalem Wasserstande hat das Becken eine nutzbare Tiefe von 2,70 m. Nur der auf der Südseite befindliche 350 m lange und 40 m breite als Sicherheitshafen ausgebildete Teil hat eine Tiefe von 4,20 m erhalten. Die Tiefe von 2,70 m entspricht derjenigen des kanalisierten Maines. Sie reicht aus für die größten für den Rhein—Main—Donau-Verkehr in Frage kommenden Schiffe von 1500 t Nutzlast; die Tiefe des Sicherheitshafen ist so gewählt, daß bei gezogenen Wehren, also beim N. N. W. noch die unbedingt notwendige Fahrtiefe von 2,50 m vorhanden ist (Abb. 2).

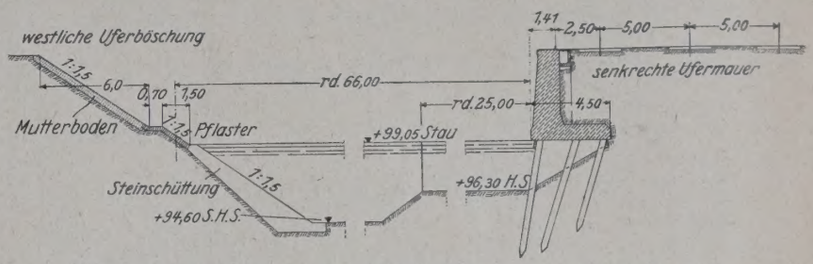


Abb. 2. Querschnitt durch das Hafenbecken mit Sicherheitshafen.

Zu beiden Seiten des Hafenbeckens ist das anschließende Gelände in einer Tiefe von durchschnittlich 100 m hochwasserfrei einplaniert. Die Oberkante des Geländes liegt auf Ordinate + 104 m über N. N., also 5 m über dem normalen Wasserstande. Ebenso sind alle zum Hafen führenden Straßen sowie die gesamten Gleisanlagen hochwasserfrei ausgeführt (Abb. 3).

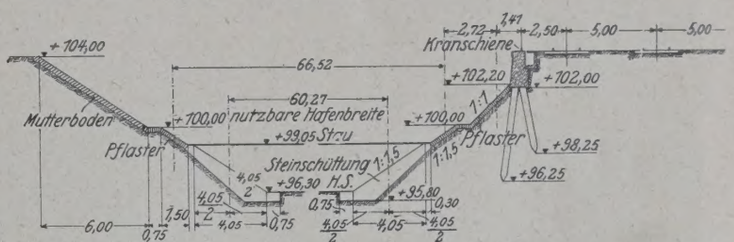


Abb. 3. Querschnitt durch das normale Hafenbecken.

Oberhalb der Hafenmündung soll am freien Main, da das gesamte Gelände zwischen Main und Hafenbecken mit Rücksicht auf das Hochwasserabflußprofil nicht hochwasserfrei einplaniert werden konnte, noch ein rd. 400 m langer und 40 m breiter Tiefkai angelegt werden und zwar in einer Höhe von 1 m über dem normalen Wasserstande.

Nach dem ursprünglichen Plane sollte das gesamte Hafenbecken zu beiden Seiten massive bis auf 0,50 m unter die Hafensohle zwischen Spundwände herabgeführte gerade Ufermauern erhalten. Von der Durchführung dieses Planes aber mußte Abstand genommen werden, weil einmal die nach Absteckung der Ufermauern vorgenommenen Bohrungen ergaben, daß die Untergrundverhältnisse nicht günstig waren — es wurde an verschiedenen Stellen unterhalb der Hafensohle

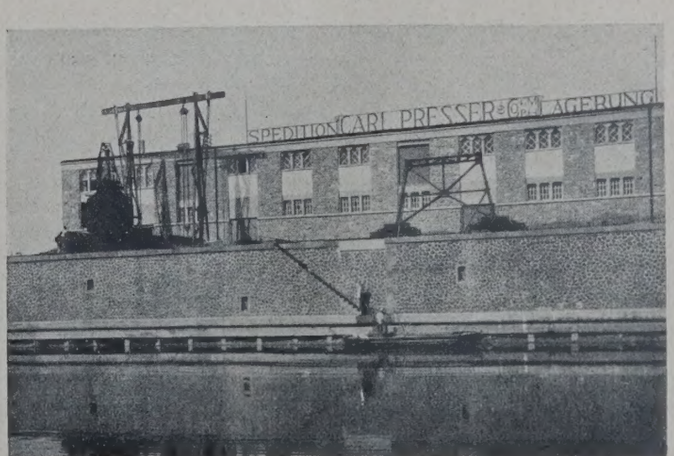


Abb. 4. Ansicht der Ufermauer bei gesenktem Wasserstau.

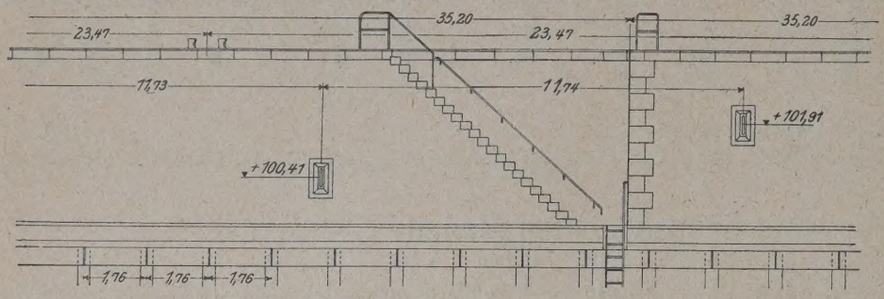


Abb. 5. Ansicht der Ufermauer.

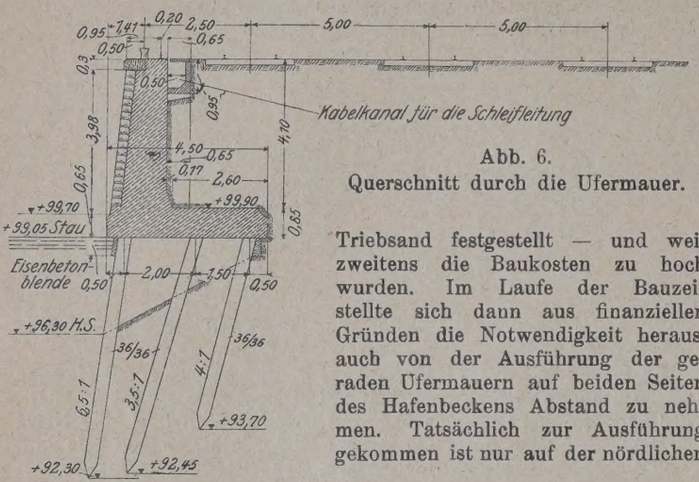


Abb. 6.
Querschnitt durch die Ufermauer.

Triebsand festgestellt — und weil zweitens die Baukosten zu hoch wurden. Im Laufe der Bauzeit stellte sich dann aus finanziellen Gründen die Notwendigkeit heraus, auch von der Ausführung der geraden Ufermauern auf beiden Seiten des Hafenbeckens Abstand zu nehmen. Tatsächlich zur Ausführung gekommen ist nur auf der nördlichen Seite des Hafenbeckens längs der für den Stückgüterverkehr vorgesehenen Plätze eine rd. 190 m lange Ufermauer. Das übrige Ufer hat eine andere Befestigung erhalten (Abb. 4).

Der Ausführung der Ufermauer (Abb. 5) wurde ein von der Firma Grün & Bilfinger, Mannheim, vorgelegter Entwurf zugrunde gelegt. Wie dann die Folgezeit ergeben hat, konnte für die Ausführung der Ufermauer auch nur diese Lösung in Frage kommen, denn die Einschließung der Baugrube mit Spundwänden wäre unmöglich gewesen. Selbst der von der Firma vorgelegte Entwurf mußte im Laufe der Bauzeit noch abgeändert werden, da er nicht so, wie vorgesehen, durchführbar war.

Die eigentliche Ufermauer ist erbaut auf einem bis zur Oberkante des normalen Wasserstandes reichenden aus Eisenbetonpfählen hergestellten Pfahlrost (Abb. 6). Auf den in Abständen von 1,70 m eingerammten Pfahljochen, die aus je drei 36 × 36 cm starken, 5,80 bis 7,90 m langen Eisenbetonpfählen bestehen, die in der üblichen Weise ausgeführt sind, liegt zunächst eine 4,50 m breite und 0,90 m hohe starke Eisenbetonplatte.

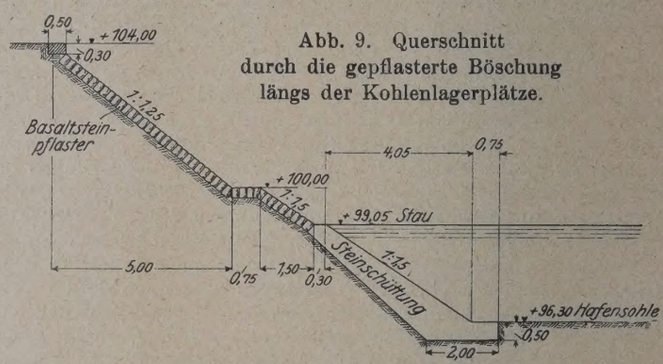


Abb. 9. Querschnitt
durch die gepflasterte Böschung
längs der Kohlenlagerplätze.

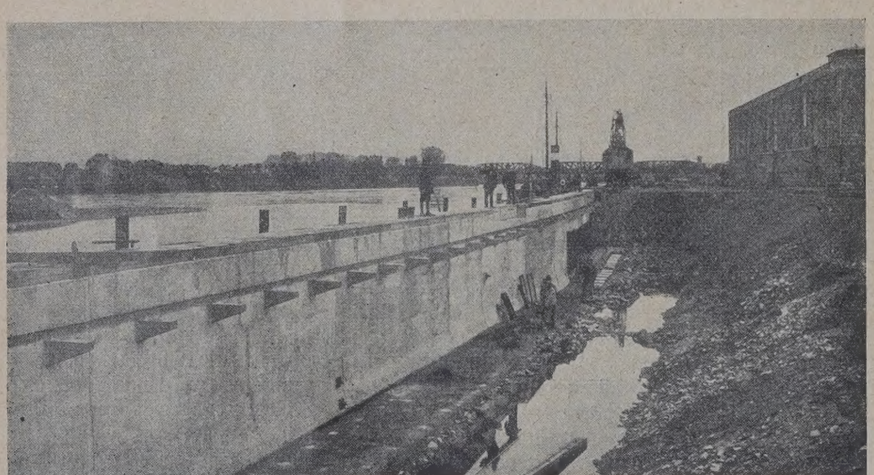


Abb. 7. Rückansicht der Ufermauer mit Grundplatte und Konsolen für den Kabelkran.

Abb. 8. Hafenmündung.

Auf dieser Platte erhebt sich die rd. 4 m hohe und im Mittel 1,50 m starke, gleichfalls eisenbewehrte Ufermauer (Abb. 7). Diese ist wasserseitig mit Basaltsäulen verblendet. Die obere Breite der Ufermauer beträgt 1,15 m. Auf ihr befinden sich die Kranbahn und die Poller. Der Teil der Ufermauer, der die Kranbahn trägt, ist noch besonders durch Eiseneinlagen bewehrt. Auf der Innenseite der Mauer ruht auf Konsolen der gleichfalls aus Eisenbeton in Längen von 2 m hergestellte Kabelkanal. Der Kanal ist mit Eisenbetonplatten abgedeckt, die in der Längsrichtung mit ⊏-Eisen eingefaßt sind. Die Mauer hat in Abständen von rd. 35 m Dehnungsfugen erhalten. Diese sind landseitig durch Differdinger-Träger Nr. 50 B überbrückt, um den Druck auf die Pfähle gleichmäßiger zu verteilen. Unterhalb der auf den Pfählen ruhenden Grundplatte ist wasserseitig eine 0,50 m hohe Eisenbetonblende angeordnet, die mit der Grundplatte fest verbunden ist, um zu verhindern, daß bei geringen Schwankungen des Wasserstandes sofort die Pfähle sichtbar werden. Ebenso ist auf der Rückseite der Grundplatte eine entsprechende Betonplatte angeordnet, die ein Nachrutschen des Hinterfüllungsmaterials verhindern soll. Nach dem ursprünglichen Entwurf war, um die Grundplatte nicht so breit ausführen zu müssen, auf der Rückseite eine Spundwand aus Eisenbetonbohlen vorgesehen. Von ihrer Ausführung mußte aber Abstand genommen werden, da es sich infolge der ungünstigen Bodenbeschaffenheit als unmöglich herausstellte, eine dichte Spundwand einzurammen. Die Grundplatte wurde daher dem natürlichen Böschungswinkel des Bodens entsprechend verbreitert und zur Sicherheit noch die vorerwähnte Platte rückwärts angeordnet. Die Mauer ist im übrigen in der üblichen Weise mit Halteringen und Treppen — letztere in einem Abstande von 70 m — ausgestattet. Berechnet ist die Mauer für Portalkrane von 15 m Spannweite, 5 t Nutzlast und Raddrücken bis zu 22 t.

Stromabwärts schließt sich am Endpunkte des eigentlichen Beckens an diese Ufermauer längs des

freien Maines eine rd. 360 m lange gepflasterte Böschung (Abb. 8 u. 9). Das Neigungsverhältnis der Böschung beträgt vom Wasserspiegel bis zur Oberkante der rd. 1 m über dem normalen Wasserstande befindlichen, 0,75 m breiten Berme 1 : 1,5 m und von der Berme bis Oberkante Gelände 1 : 1,25 m. Die gesamte Böschung ruht auf einer bis auf 0,50 m unter Hafensohle herabgeführten Steinschüttung, deren Sohlenbreite rd. 4 m beträgt. Zur Pflasterung der Böschung ist gleichfalls Säulenbasalt verwendet. Die Fugen sind mit Zement ausgegossen. Bei dem im vorigen Frühjahr mit dem Hochwasser eingetretenen sehr starken Eisgange hat sich die Böschung, obwohl sie den Stoß der Eismassen unmittelbar aufnehmen mußte, gut gehalten. Diese Böschung hat gleichfalls Halteringe und Treppen erhalten. Auch sind längs der Oberkante der Böschung Poller angeordnet.

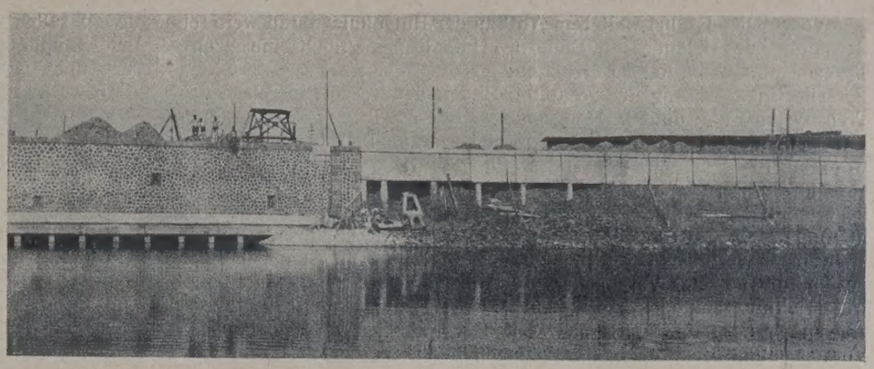


Abb. 10. Übergang vom Kranholm zur Ufermauer (Vorderansicht).

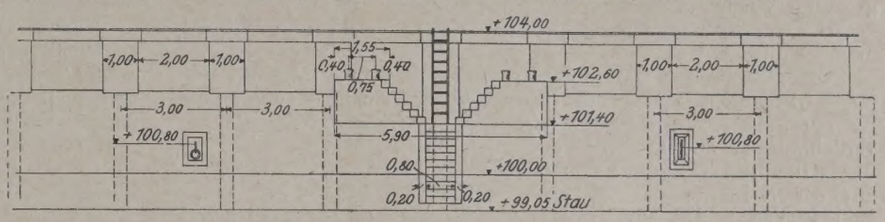


Abb. 11. Ansicht des Kranholms.

Stromaufwärts schließt sich an die Ufermauer eine gleichfalls aus Eisenbeton hergestellte und auf Eisenbetonpfählen ruhende 780 m lange Kranbahn (Abb. 10). Der Abstand der Pfahljoche, die aus je zwei 36 × 36 cm starken und rd. 5 bis 6 m langen Eisenbetonpfählen bestehen, beträgt 3 m. Auf den Pfählen ruht ein rd. 2 m hoher und i. M. 0,80 m starker eisenbewehrter Betonbalken (Abb. 11), der die Kranbahnschiene trägt. Auch dieser Balken, der für die gleichen Krane wie bei der Mauer berechnet ist, hat in Abständen von 30 m Dehnungsfugen erhalten. Auf der Rückseite des Balkens ist wie bei der geraden Mauer auf Konsolen der Kabelkanal angeordnet. Die Vorderseite des Kranholms hat eine Verblendung aus Vorsatzbeton (Basaltgrus) erhalten. Landseitig sind die sämtlichen Pfahljoche verankert. Die 5 m langen und 36 mm starken R.-E.-Anker (Abb. 12 u. 13), die mit Bolzen in um die Pfahljoche gelegte Flacheisenbänder befestigt sind, sind landseitig in einer durchgehenden 0,25 m starken und 0,50 m hohen Eisenbetonplatte befestigt. Die Anker sind zum Schutz gegen Rosten mit zwei Lagen geteerter Jute umwickelt. An den Kranholm schließt sich bis zum Wasserspiegel eine gepflasterte Böschung an, die im übrigen wie die vorher beschriebene Böschung ausgeführt ist; ihre Neigung oberhalb der Berme beträgt 1 : 1. Während die Böschung Treppen erhalten hat, sind an dem Kranholm eiserne Steigleitern angebracht. Vor der Kranbahn sind in Abständen von etwa 70 m je zwei Poller angeordnet. Sie sind durch die Leitern und Treppen zugänglich. Die Poller mit ihren Fundamenten sind gleichfalls landseitig verankert.

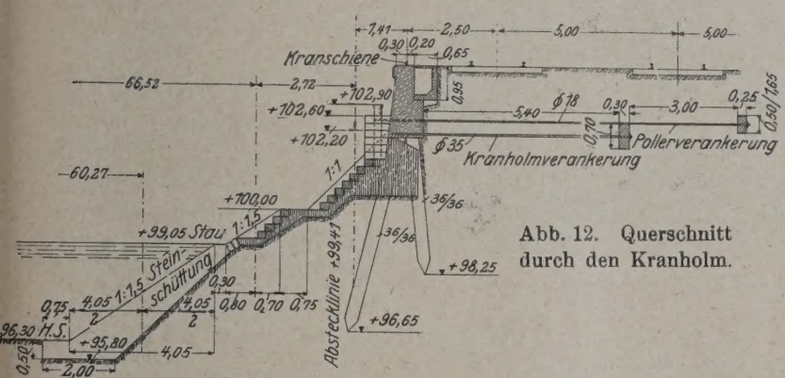


Abb. 12. Querschnitt durch den Kranholm.

Wesentlich einfacher ist die Uferbefestigung der südlichen Beckenseite. Auch hier besteht der Böschungsfuß aus einer von der Hafensohle bis zum normalen Wasserstande reichenden Steinschüttung. An diese an schließt eine 1 m hohe, im Neigungsverhältnis 1 : 1,5 mit Basaltsäulen gepflasterte Böschung (Abb. 14). Auch die 0,75 m breite Berme ist wie vor gepflastert. Der übrige Teil der Böschung bis zur Oberkante des hochwasserfreien Geländes ist im Neigungsverhältnis 1 : 1,5 ausgeführt und mit Rasensoden abgedeckt. Die Böschung hat in Abständen von 140 m bis zum Wasser herabführende Treppen erhalten und ist gleichfalls mit Halteringen u. dergl. ausgestattet.

Die für die Versorgung der gesamten Hafen- und Industrieanlagen erforderliche elektrische Energie wird unmittelbar aus den am Hafen entlangführenden Hochspannungsleitungen der Mainkraftwerke, die wiederum mit den Kraftwerken an der Edertalsperre, bei Borken, am Letzten Heller sowie mit der Kasseler Zentrale in unmittelbarer Verbindung stehen, entnommen. Sie steht in ausreichender Menge zur Verfügung. Auch ist genügend Sicherheit dafür geboten, daß jederzeit, auch wenn die Mainkraftwerke infolge Hochwassers oder Eisganges nicht arbeiten können, Strom geliefert werden kann. Von den staatlichen Hochspannungsleitungen wird der Strom mit 20 000 V Spannung in eine in der Nähe der Hafenmündung erbaute städtische Transformatorenstation geleitet. Von hier aus durchziehen Hoch- und Niederspannungsleitungen das gesamte Hafengebiet. Der Hochspannungsstrom wird mit 20 000 V abgegeben. Er soll in der Hauptsache zur Versorgung der größeren Stromabnehmer für Kraftzwecke dienen und muß von diesen ihrem Zwecke entsprechend transformiert werden. Für kleinere Stromabnehmer mit Motoren bis zu 40 PS sowie für Beleuchtungszwecke wird durch die Niederspannungsleitung Strom mit 380/220 V geliefert.

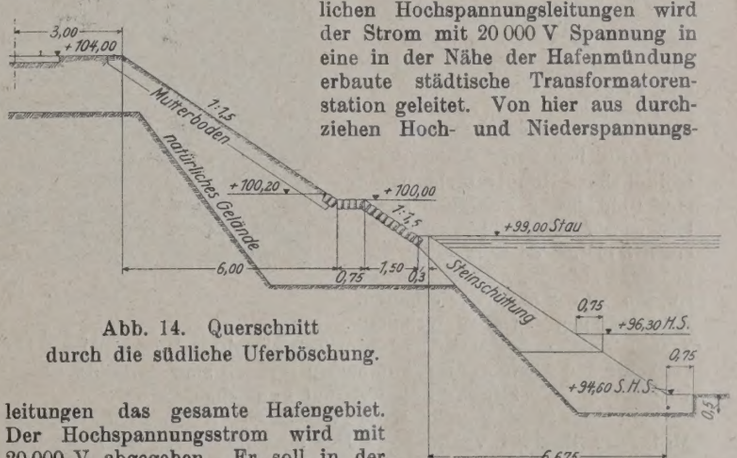


Abb. 14. Querschnitt durch die südliche Uferböschung.

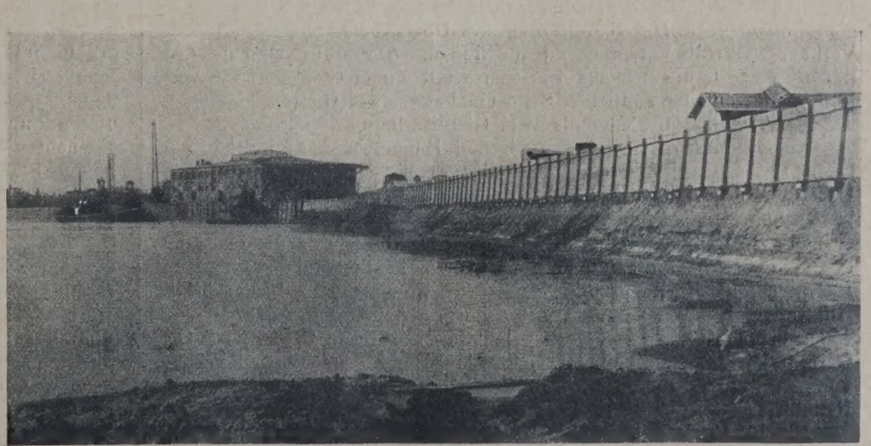


Abb. 13. Ansicht vom Kranholm.

Vorgesehen ist, bei weiterem Ausbau der Hafenanlage und weiterer Besiedlung des Geländes am Ende des Hafenbeckens noch eine zweite Transformatorenstation zu errichten.

Die Entwässerung des gesamten Hafengeländes soll im Wege des Trennsystems stattfinden. Und zwar werden die Tageswässer auf dem kürzesten Wege dem Hafenbecken durch besondere Leitungen zugeführt, während die Brauchwässer später an das städtische Kanalnetz angeschlossen werden sollen. Das Trennsystem ist gewählt, weil sämtliche städtischen Abwässer gepumpt werden müssen und mithin jede unnötige Mehrbelastung des Pumpwerks nicht unerhebliche dauernde Mehrkosten verursacht, die in keinem Verhältnis stehen zu den Mehrkosten, die aus der Verzinsung der Anlagekosten einer zweiten Abwässerleitung entstehen. Die Ableitung für die Brauchwässer soll erst später ausgeführt werden, wenn das gesamte Gelände bebaut ist. Vorerst sollen die Brauchwässer, nachdem sie vorher in besonderen Einzelanlagen geklärt sind, zusammen mit den Tageswässern abgeleitet werden.

Die Wasserversorgung geschieht durch Anschluß an die städtische Wasserleitung.

Das gesamte zur Hafenanlage gehörige rd. 650000 m² große Gelände wird durch eine um das Hafenbecken in einem Abstande von rd. 100 m herumführende und parallel mit diesem laufende Hauptverkehrsstraße erschlossen. Von dieser Hauptverkehrsstraße führen auf der Nordseite des Beckens zum Becken selber hin in Abständen von etwa 150 bis 200 m Stichstraßen, um das Gelände weiter aufzuteilen und für das jenseits der Straße gelegene Industriegelände Zugänge zum Hafenbecken zu schaffen.

Die Hauptzufuhrstraße von der Stadt aus, die in den vorerwähnten Straßenzug ungefähr am Anfange des Hafenbeckens einmündet, erhält nach endgültigem Ausbau eine Fahrbahnbreite von 10 m mit beiderseitigen 2,50 m breiten Bürgersteigen. Ebenso soll die auf der nördlichen Seite des Beckens befindliche Hauptverkehrsstraße eine 10 m breite Fahrbahn sowie ferner auf der südlichen Seite einen 3 m breiten Bürgersteig und auf der nördlichen Seite einen solchen von 2 m Breite erhalten. Alle übrigen Straßen erhalten 7,50 m breite Fahrbahnen und zum Teil einseitige Bürgersteige. Die zunächst zur Ausführung gekommenen Straßen sind vorläufig durchweg nur in halber Breite befestigt und zwar chaussiert.

Mit dem Staatsbahnhof Hanau-Ost ist der Hafen ziemlich in der Mitte des Beckens verbunden. Der ausgeführte Anschluß ist aber voraussichtlich nur ein einstweiliger und muß später bei dem in Aussicht stehenden Umbau der Bahnhofsanlagen verlegt werden. Hierauf ist bei Ausführung der gesamten Gleisanlagen bereits Rücksicht genommen. Unmittelbar hinter dem Austritt des Anschlußgleises aus dem Staatsbahnhof liegt der Übergabebahnhof, bestehend aus drei im Mittel 225 m langen Gleissträngen, nämlich einem Betriebsgleis, einem Gleis für ankommende und einem für abgehende Wagen. Es besteht jedoch jederzeit die Möglichkeit, weitere Aufstell- und Rangiergleise anzulegen. Die Erweiterung des Übergabebahnhofes soll dem Verkehrsbedürfnis entsprechend stattfinden. Ausgeführt sind auf der nördlichen Seite des Beckens drei Gleise mit einem Gleisabstande von je 5 m und auf der südlichen Seite ein bezw. zwei Gleise.

Der Tiefkai soll gleichfalls zwei Gleise erhalten.

Außerdem wird noch das zwischen Hafenbecken und Stadt gelegene Industriegelände durch einen besonderen Gleisstrang erschlossen. Der Bahnkörper für die spätere Verlegung eines zweiten Gleises ist jetzt schon mitausgeführt.

Die Aufstellung eigener Krananlagen ist vorerst, da die in Frage kommenden größeren Firmen eigene Krane aufstellen und den sonstigen Interessenten zur Benutzung überlassen wollen, nicht beabsichtigt. Aufgestellt ist bisher erst ein Portalkran mit einem Ausleger von 15 m für eine Nutzlast von 5 t von der Speditionsfirma C. Presser & Co. G. m. b. H. Im Bau befindet sich weiter eine große Verladebrücke von etwa 70 m Spannweite für das Eisenwerk von Gebr. Stumm, Neunkirchen an der Saar.

Ein Bureaugebäude für die Hafenverwaltung mit Wirtschaft soll in unmittelbarer Verbindung mit der Tranformatoren-Station an der Stelle errichtet werden, an der die Hauptzufuhrstraße zum Hafen in die parallel zum Becken befindliche Hauptverkehrsstraße einmündet. Die Baupläne sind bereits fertig. Mit dem Bau soll in nächster Zeit begonnen werden. In unmittelbarer Nähe dieses Gebäudes hat eine Fuhrwerkwage für Wagen bis zu 15 t Nutzlast Aufstellung gefunden. Die Plattform der Wage ist 7 m lang und 2,6 m breit.

Das für die Industrie-Ansiedlungen vorläufig zur Verfügung stehende Gelände ist rd. 650000 m² groß. Hiervon ist der größere Teil, besonders aber die Plätze zu beiden Seiten des Hafens bereits an namhafte Firmen vergeben. Immerhin aber stehen für die Ansiedlung weiterer Firmen noch größere Flächen zur Verfügung. Auch kann ohne Schwierigkeiten noch ein weiteres Gebiet erschlossen werden.

Was nun schließlich noch die Ausführung der Arbeiten betrifft, so boten die Erdarbeiten keine besondere Schwierigkeiten. Der erste Teil der Arbeiten ist, um eine tunlichst große Zahl von Erwerbslosen zu beschäftigen — es waren täglich bis zu 600 Arbeiter in zwei Schichten zu sechs Stunden tätig — bis auf 1,80 m unter dem normalen Mainwasserstande ohne Anwendung von Maschinen wie Trockenbagger ausgeführt. Nur die Wasserhaltung geschah durch drei elektrisch angetriebene Pumpen mit einer stündlichen Leistung von 40 m³. Der zweite Teil der Arbeiten aber wurde dann, da die Ausführung der Erdarbeiten durch Erwerbslose zu teuer wurde, mit Hilfe eines Trockenbaggers ausgeführt.

Abb. 15. Bau des Kranholms.

Auch die Baggerarbeiten konnten bisher ohne nennenswerte Schwierigkeiten durchgeführt werden. Erst in letzter Zeit sind wir beim Baggern auf ein Lager von Findlingen gestoßen. Da die Findlinge in Lette eingebettet sind und daher ein Versenken durch Unterbaggerung nicht möglich ist, so werden sie zurzeit gesprengt. Es ist auch nicht ausgeschlossen, daß wir bei dem weiteren Fortschreiten der Arbeiten noch auf gewachsenen Felsen (Basalt) stoßen werden. Wenigstens befinden sich im Main in unmittelbarer Nähe des Beckens gleichfalls Basaltbänke. Auch die vorgenommenen Probebohrungen lassen auf das Vorkommen von Basalt schließen.

Das gebaggerte Gut wird mit Hilfe eines Elevators gehoben. Gebaggert und eleviert werden täglich rd. 400 bis 500 m³.

An Bodenmassen sind zu bewegen insgesamt rd. 470000 m³. Hiervon entfallen auf die Baggerung etwa 170000 m³.

Nicht so programmäßig wie die Erdarbeiten verlief der Bau der Ufermauern (Abb. 15).

Wie bereits erwähnt, bestand ursprünglich die Absicht, zu beiden Seiten des Hafenbeckens gerade bis auf 50 cm unter Hafensohle zwischen Spundwänden herabgeführte Ufermauern auszuführen. Nach den in früheren Jahren vor Aufstellung des Entwurfs vorgenommenen Probebohrungen bestand offenbar auch die Möglichkeit hierfür. Die kurz vor der Ausschreibung in dem bereits ausgeschachteten Hafenbecken in den eigentlichen Baulinien der Ufermauern vorgenommenen Bohrversuche ergaben aber ein ganz anderes Bild. Es zeigte sich, daß an verschiedenen Stellen kurz unter der Hafensohle Triebsand liegt und mithin mit größeren Schwierigkeiten bei Aushebung der Baugrube und Ausführung der Fundamente zu rechnen war. Man entschloß sich daher, zumal da die Ausführung der Ufermauern nach den inzwischen eingegangenen Angeboten sehr teuer geworden wäre, diesen Plan fallen zu lassen und einen von der Firma Grün & Bilfinger gemachten Vorschlag anzunehmen, wonach die Ufermauern auf einen hohen Pfahlrost aus Eisenbetonpfählen gegründet werden sollten. Wie dann die Ausführung der Arbeiten ergeben hat, war die Wahl dieses Planes, obwohl sich die Rammarbeiten gleichfalls nur mit großen Schwierigkeiten haben durchführen lassen und die Bodenverhältnisse eine teilweise Änderung des Entwurfs notwendig machten, die einzig richtige gewesen. Die Einschließung der Baugrube mit Spundwänden wäre tatsächlich selbst bei Verwendung von Larssenspundwänden überhaupt nicht oder doch nur unter Aufwendung großer Kosten möglich gewesen. Mit der Vorbereitung der Arbeiten wurde Ende 1921 begonnen, während die eigentlichen Rammarbeiten erst im Frühjahr 1922 in Angriff genommen werden konnten. Für die Aufstellung der Rammen in Höhe des normalen Wasserstandes war, um den Bau eines besonderen Gerüstes zu vermeiden, bei Ausführung der Erdarbeiten ein entsprechendes Plateau stehengeblieben. Schon das

Rammen der ersten Pfähle war von Mißerfolgen begleitet. Während einzelne glatt gerammt werden konnten, wurden bei anderen Pfählen schon nach wenigen Schlägen die Köpfe trotz der Verwendung von Rammhauben zertrümmert. Zum Teil brachen auch die Pfähle. Da andere Gründe vorerst nicht zu ermitteln waren — sowohl das Rammen von hölzernen Probepfählen als auch die Probebohrungen konnten anstandslos durchgeführt werden —, wurden diese Vorkommnisse zunächst auf das noch nicht ausreichend abgebundene Material sowie schlechtpassende Rammhauben zurückgeführt. Es wurden daher andere Rammhauben beschafft und mit dem Rammen noch einige Zeit gewartet. Nach Wiederaufnahme der Arbeiten konnten eine Reihe von Pfählen auch ohne Beschädigungen und ohne größere Schwierigkeiten eingerammt werden. Aber schon nach kurzer Zeit traten neue Schwierigkeiten auf. Teilweise war es überhaupt unmöglich, die Pfähle bis auf die vorgeschriebene Tiefe einzurammen. Entweder knickten die Pfähle oder sie wurden gestaucht. Und wenn es wirklich gelang, einen Pfahl ohne äußere Beschädigungen einzurammen, so waren bei einem Bärgewicht von 50 Zentner bis zu 5000 Schläge erforderlich. Da die Pfähle die vorgeschriebene Festigkeit besaßen, es also am Material nicht lag, und da weiter von zwei nebeneinander stehenden Pfählen sehr oft der eine glatt gerammt wurde, während der andere stecken blieb, so konnte die Ursache hierfür nur in der Beschaffenheit des Untergrundes liegen. Mit dem Bagger vorgenommene Untersuchungen ergaben dann, daß im Untergrund ungefähr in Höhe der Hafensohle stellenweise eingesprengte, 0,50 bis 0,75 cm starke eisenerzhaltige Kiesschichten lagen, die derartig hart waren, daß sie selbst nach vorheriger Sprengung ohne Beschädigung der Pfähle nicht durchlagen werden konnten. Auch eiserne Larssenspundwände, Profil 2, konnten, wie sich herausstellte, nicht unbeschädigt eingerammt werden. Da es unmöglich war, in unmittelbarer Nähe der beschädigten Pfähle andere einzurammen, so mußten die beschädigten Pfähle wieder gezogen werden. Versuche, sie mit Hilfe eines Pfahlziehers zu entfernen, scheiterten. Man entschloß sich daher dazu, die Pfähle freizulegen. Hierzu aber mußte die Baugrube durch Spundwände abgeschlossen werden. Da eiserne Spundbohlen nicht zur Stelle waren, wurde zunächst ein Versuch mit 10 cm starken hölzernen Bohlen gemacht. Dieser Versuch mißglückte, indem die Bohlen trotz der eisernen Schuhe vollständig zersplitterten. Die alsdann beschafften eisernen Spundbohlen konnten nach tagelanger Arbeit glücklich gerammt werden. Die Grube wurde nunmehr soweit als möglich ausgehoben und alsdann die freigelegten Pfähle gezogen. An Stelle der beseitigten Pfähle wurden dann neue gerammt, was nach Ausheben der Baugrube und Beseitigen der Erzschichten einwandfrei vor sich ging. Das hierauf vorgenommene Ziehen der eisernen Spundbohlen gestaltete sich wiederum sehr schwierig. Ein Teil der Bohlen konnte überhaupt nicht gezogen werden, da sie sich umgelegt hatten, wie bei Aushebung der Baugrube festgestellt wurde, während die übrigen zum Teil in vollständig beschädigtem und nicht mehr verwendungsfähigem Zustande gezogen wurden. Infolge des großen Widerstandes, den ihnen die Erzschichten entgegensetzten, hatte sich der untere Teil der Spundbohlen in einer Länge von 2 bis 3 m beim Rammen spiralförmig zusammengedreht. Im Anschluß hieran vorgenommene Versuche, an der Stelle, wo ein Pfahl gerammt werden sollte, den Boden zunächst durch Sprengungen zu lockern, waren gleichfalls erfolglos. Es blieb daher nunmehr nichts weiter übrig, als das Ramm-Plateau zu entfernen, den Boden soweit auszubaggern, daß die Erzschichten noch beseitigt wurden, und ein hölzernes Rammgerüst zu schlagen. Die alsdann wieder aufgenommene Rammarbeit ging nunmehr ohne Schwierigkeiten vor sich. Zur Verwendung kam in letzter Zeit eine Universalramme mit einem Bärgewicht von 80 Zentnern. Die vorstehend angeführten Schwierigkeiten beim Rammen führten dazu, daß der ursprüngliche Plan, auf der Rückseite des Pfahlrostes eine Spundwand aus Eisenbetonbohlen einzurammen, aufgegeben und die Grundplatte soweit verbreitert wurde, daß ein Nachrutschen der Erdmassen nicht mehr zu befürchten war.

Bei dem an die gerade Ufermauer anschließenden Kranholm machte sich ein Beseitigen der Erzschichten nicht mehr erforderlich. Diese Pfähle konnten ohne Schwierigkeiten gerammt werden, da sie nicht so lang waren wie die der Ufermauer.

Von der Firma Grün & Bilfinger abgesehen, lag die Ausführung aller übrigen Arbeiten in den Händen von Hanauer Unternehmern.

Alle Rechte vorbehalten.

Dynamische Berechnungen im Eisenbahnoberbau.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. **Dreyer**, München.

Die im Eisenbahnoberbau angreifenden äußeren Kräfte sind bekanntlich selbst im normalen Betrieb auf einer von Zufälligkeiten freien geraden Gleisstrecke ihrer Größe und zum Teil auch ihrer Richtung nach veränderlich und unbekannt. Die Ursachen dieser Veränderlichkeit liegen teils in dem Einfluß der bewegten Maschinenteile, des Federspiels usw. auf den Raddruck, teils in der Wechselwirkung zwischen Gleis und rollendem Material.

Wenn die statische Theorie des Eisenbahnoberbaues bekannte unveränderliche Lasten voraussetzt, so begnügt sie sich unter Verzicht auf die Erkenntnis des tatsächlichen Kräftespiels im allgemeinen damit, die Zulässigkeit der Spannungen und die Zweckmäßigkeit der Abmessungen im Vergleich zu den in der Praxis bewährten Konstruktionen zu prüfen. Für das Werturteil eines Oberbaues und beim Entwurf einer neuen Konstruktion werden nun zwar immer die Erfahrungs- und Beobachtungsergebnisse eine große Rolle spielen. Sie müssen jedoch von einer Theorie unterstützt werden, die die dynamischen Vorgänge im Gestänge zu klären versucht und einen möglichst genauen Einblick in das tatsächliche Kräftespiel gewährt, wenn kostspielige Fehlgriffe vermieden werden wollen. Der Verfasser hat in einer Abhandlung,[1]) über deren Gedankengang im folgenden ein kurzer Überblick gegeben wird, es unternommen, einen gewissen Fragenkomplex näher zu untersuchen.

Bewegt sich eine bekannte unveränderliche Last Q unendlich langsam über das Mittelfeld mit der Stützweite a' eines Trägers auf vier elastischen Stützen, so beschreibt der Berührungspunkt zwischen Schienen und Rad eine Bahnkurve für Ruhelast

$$(1) \qquad y = Q\,(a_0 + b_0\,\xi^2 + c_0\,\xi^4 + d_0\,\xi^6)$$

worin $\xi = \dfrac{x}{\frac{a'}{2}}$ und a_0, b_0, c_0, d_0 Formgrößen des Oberbaues sind.

Rollt nun ein belastetes Rad mit einer Geschwindigkeit c cm/Sek. über die Schiene, die in der Geraden liege und von Unregelmäßigkeiten frei sei, so fällt auf den Berührungspunkt zwischen Schiene und Rad ein gewisser stets veränderlicher Teil des Gewichts des Untergestells $G_{(x)}$ mit der Masse $m_{(x)}$ und des Lokomotivüberbaues $P_{(x)} - G_{(x)}$. Sieht man vorerst von einer Dämpfung und — solange Stoßdrücke nicht in Betracht kommen — von dem Gewicht des Oberbaues ab, so greift an dem materiellen Punkt eine Gesamtkraft an

$$Q_{(x)} = P_{(x)} - m_{(x)}\,c^2 \cdot \frac{d^2 y}{dx^2}.$$

Die Bahnkurve für bewegte Last ergibt sich dann aus

$$(2) \quad \begin{cases} \dfrac{d^2 y}{d\,\xi^2} + \dfrac{a'^2}{4\,m_{(x)}\,c^2} \cdot \dfrac{1}{a_0 + b_0\,\xi^2 + c_0\,\xi^4 + d_0\,\xi^6} \cdot y \\ \qquad\qquad = P_{(x)} \dfrac{a'^2}{4\,m_{(x)}\,c^2}. \end{cases}$$

Diese erweiterte lineare Differentialgleichung II. Ordnung stellt eine erzwungene Schwingung mit veränderlicher Elastizitätsstärke dar, und zwar kann die elastische Kraft als periodisch mit der Schwellenentfernung angesehen werden, wenn man sich den Schienenträger, abgesehen von den durch die Stöße beeinflußten Feldern, als die Aufeinanderfolge des Mittelfeldes eines Trägers auf vier elastischen Stützen vorstellt, was mit hinreichender Genauigkeit zulässig ist. Mit Hilfe verschiedener Zwischenrechnungen, deren Wiedergabe der Raummangel in diesem Rahmen verbietet, kann man unter Berücksichtigung gewisser Eigenschaften der elastischen Kraft im Eisenbahnoberbau die Gl. 2 überführen in ein System von einander überlagernden erzwungenen Schwingungen mit konstanter Elastizitätsstärke, deren Differentialgleichungen mit etwas Rechenarbeit, aber ohne weitere Schwierigkeiten integriert werden können. Gl. 2 wird mit

$$\tau = \pi\,\xi \quad \text{und} \quad \frac{1}{a_0 + b_0\,\xi^2 + c_0\,\xi^4 + d_0\,\xi^6} = \frac{1}{\pi^2}\left(\frac{1}{a_0} + f_{(\tau)}\right)$$

dann zu

$$(3) \quad \begin{cases} \dfrac{d^2 y_1}{d\,\tau^2} + \dfrac{a'^2}{4\,\pi^2\,m_{(x)}\,c^2} \cdot \dfrac{1}{a_0}\,y_1 = P_{(x)} \dfrac{a'^2}{4\,\pi^2\,m_{(x)}\,c^2} \\ \dfrac{d^2 y_2}{d\,\tau^2} + \dfrac{a'^2}{4\,\pi^2\,m_{(x)}\,c^2} \cdot \dfrac{1}{a_0}\,y_2 \\ \qquad + \dfrac{a'^2\,\pi^2}{4\,\pi^2\,m_{(x)}\,c^2}\,f_{(\tau)}\,y_1 = 0 \\ \dfrac{d^2 y_3}{d\,\tau^2} + \dfrac{a'^2}{4\,\pi^2\,m_{(x)}\,c^2} \cdot \dfrac{1}{a_0}\,y_3 \\ \qquad + \dfrac{a'^2\,\pi^2}{4\,\pi^2\,m_{(x)}\,c^2}\,f_{(\tau)}\,y_2 = 0 \text{ usw.} \end{cases}$$

[1]) Beiträge zu einer dynamischen Theorie des Eisenbahnoberbaues. München 1924, Verlag J. A. Mahr, München, Kontorhaus Stachus.

Durch Gl. 3 sind die Oberbauschwingungen gegeben. In den meisten Fällen wird die erste Gleichung zur Klärung der aufgeworfenen Fragen genügen.

Das Verfahren gestattet in erster Linie, die Veränderlichkeit der äußeren Kräfte zu berücksichtigen. Die einzelnen Krafterreger sind in Gl. 3 einzuführen, aus denen durch die auftretenden Schwingungsvorgänge die tatsächlich angreifenden Raddrücke und die jeweils möglichen Höchstbeanspruchungen ermittelt werden können. Soweit es nicht gelingt, die Funktionen der Krafterreger in geschlossener Form einzeln zu berücksichtigen, ist leztenendes die Verwertung von Achslagerdruckdiagrammen ein gangbarer Weg hierzu. Auch nur vorübergehend wirksame Einflüsse auf die Veränderlichkeit des Raddruckes können in der gleichen Weise Berücksichtigung finden.

Die infolge von Unregelmäßigkeiten am Gleis und an den Fahrzeugen verursachten Kraftwirkungen sind allerdings um so unsicherer in die Rechnung einzuführen, als die sie hervorrufenden Ursachen in ihrer absoluten Größe und zum Teil auch in ihrer Wirkungsweise nicht genau genug bekannt sind. Immerhin wird man mittels vereinfachender Annahmen näherungsweise Art und Größe der Krafterreger bestimmen und in Gl. 2 berücksichtigen können. In dieser verlaufen dann die Funktionen der elastischen Kraft und der Störungsfunktion unregelmäßig oder sind mit Sprüngen behaftet. Sie können in hinreichender Annäherung durch stückweise konstante Funktionen ersetzt werden. Dadurch erhält man in ähnlicher Weise wie oben ebenfalls ein System linearer Differentialgleichungen II. Ordnung mit konstanten Koeffizienten, die innerhalb ihres Gültigkeitsbereiches die Schwingungen mit genügender Genauigkeit ergeben in der Form

$$y_n = A_n \sin \alpha \tau + B_n \cos \alpha \tau + Z_{(\tau)}.$$

Die Integrationskonstanten werden für das erste Teilstück aus den Anfangsbedingungen ermittelt, für alle folgenden aus der Forderung eines stetigen Verlaufes der Bahnkurven. Auch die wichtigste Stetigkeitsunterbrechung, der Schienenstoß, kann in dieser Weise behandelt werden.

Die Bahnkurven für bewegte Last gestatten aber nicht nur die Berücksichtigung des Einflusses der veränderlichen Lasten, sie gewähren auch Einblick in gewisse Wechselbeziehungen zwischen Gleis und rollendem Material und gestatten, aus den jeweiligen Resonanzbedingungen Fingerzeige zu gewinnen über die „kritischen Verhältnisse“ zwischen den einzelnen Elementen des Oberbaues und der Fahrzeuge.

Den Berechnungen wurde mangels anderer ausreichender Beobachtungsergebnisse das bekannte Winklersche Gesetz zugrunde gelegt. Es ist aber nicht zu verkennen, daß es der eigenartigen Nachgiebigkeit der Schienenunterlagen für dynamische Untersuchungen nicht immer in genügendem Maße Rechnung trägt; insbesondere indem es für die Schwellenhebungen den gleichen Widerstand einführt wie für ihre Senkungen oder indem es elastische Nachwirkungen vernachlässigt. Eine dynamische Theorie würde daher durch eine genauere Kenntnis des Verhaltens von Bettung und Untergrund unter den schnellen Lastwechseln des Betriebes wesentlich gefördert werden.

Von den wichtigen Bahnkurven für bewegte Last ausgehend, können aber auch schon jetzt auf dem vorgeschlagenen Wege die Untersuchungen weiter ausgebaut und durch ziffernmäßige Auswertung für die weitere Durchbildung des Eisenbahnoberbaues nutzbar gemacht werden, wozu die vorstehenden Zeilen anregen möchten.

Tagung des Südwestdeutschen Kanalvereins für Rhein, Donau und Neckar e. V. am 14. und 15. November 1924 zu Stuttgart.

Alle Rechte vorbehalten.

Zum ersten Male nach drei Jahren hielt der Südwestdeutsche Kanalverein am 14. November 1924 seine Mitgliederversammlung ab, bei der folgende Entschließung angenommen wurde:

Der Südwestdeutsche Kanalverein hat in seiner heutigen, nach drei Jahren zum ersten Mal wieder abgehaltenen, aus allen Teilen Südwestdeutschlands und darüber hinaus stark besuchten Mitgliederversammlung beschlossen, die Regierungen und Volksvertretungen des Reichs und der Länder Württemberg, Baden und Hessen zu bitten, mit aller Energie, so rasch als irgend möglich und ohne Unterbrechung den begonnenen Ausbau der Neckarwasserstraße vom Rhein zur Donau durchzuführen.

Die fern von den großen Rohstofflagern und Handelsplätzen des Reichs gelegenen Länder Südwestdeutschlands mit ihrem hochentwickelten Gewerbe können die schweren Lasten, die ihnen die Ausführung des Sachverständigen-Gutachtens auferlegt, nur tragen, wenn ihre Konkurrenzfähigkeit auf dem Weltmarkt durch Verbilligung der Transportkosten erhalten bleibt. Da die Tarifgestaltung der Eisenbahn in Ausführung der Londoner Beschlüsse der alleinigen Verfügung des Reichs und der Länder entzogen wurde, so treten heute die Wasserstraßen entscheidend in den Vordergrund. Diese Lage verlangt im Interesse der deutschen Gesamtwirtschaft gebieterisch den baldigen Ausbau dieser, dem Verkehr und der Produktion dienenden Einrichtung.

Falls die Reichsregierung, wie bestimmt erwartet werden darf, selbst weitere Mittel zum Ausbau der Neckarwasserstraße zur Verfügung stellt und die Geldbeschaffung im übrigen kräftig fördert, unter der Bedingung, daß auch die Neckaruferstaaten an der Finanzierung sich entsprechend beteiligen, so bittet der Südwestdeutsche Kanalverein den Reichstag sowie die Regierungen und Volksvertretungen der Länder Württemberg, Baden und Hessen dringend, diese Beteiligung nicht zu verweigern. Ein ablehnender Beschluß könnte für die Entwicklung des südwestdeutschen Wirtschaftslebens die verhängnisvollsten Folgen haben, wie auch ein solcher Beschluß in weiten Kreisen der südwestdeutschen Bevölkerung und darüber hinaus kein Verständnis finden würde.

Ferner wurde folgendem Antrage des Ausschusses zugestimmt:

Zu den Aufgaben des Kanalvereins gehört auch die Unterstützung des Ausbaues solcher Wasserkräfte, die die Durchführung der Wasserstraßenverbindung Rhein—Neckar—Donau und Ulm—Bodensee, sowie des Großschiffahrtswegs auf der Donau bei Ulm und ihrer Nebenanlagen zu fördern geeignet sind.

Im Anschluß an die Mitgliederversammlung berichtete der Vorstand der Neckarbaudirektion Stuttgart, Strombaudirektor Konz, **„Über den Stand der Arbeiten für die Neckarkanalisierung“.** Nach einem kurzen geschichtlichen Rückblick über die Ausführung der Neckarkanalisierung durch das Reich und dann durch die Neckar-A.-G. erläuterte er zunächst die finanzielle Beteiligung von Reich und Ländern an dem Unternehmen sowie das zwischen diesen eingegangene Vertragsverhältnis.

Der Bauentwurf[1]) erstreckt sich auf die rd. 212 km lange Neckarstrecke von Mannheim bis Plochingen, die durch die Anlage von Seitenkanälen und Durchstichen auf rd. 200 km verkürzt wird; hiervon liegen 40% auf badischem, 7% auf hessischem und 53% auf württembergischem Gebiet. In der Hauptsache wird der natürliche Wasserlauf des Neckars als Schiffsweg beibehalten. Durch den Einbau von Stauwehren mit beweglichen Walzen- oder Schützenverschlüssen in den Fluß wird der Wasserspiegel so angespannt, daß auf der neuen Neckarwasserstraße Schiffe mit der festgesetzten größten Tauchtiefe verkehren können.

Das Gefälle des Neckars, das auf der 96 km langen Strecke Plochingen—Heilbronn 93,4 m, auf der 116 km langen Strecke Heilbronn—Mannheim rd. 67 m, somit zusammen 160,4 m beträgt, wird in 26 Staustufen aufgeteilt. Das größte Schleusengefäll hat die Staustufe Obereßlingen mit 11,10 m, das kleinste die Staustufe Heilbronn mit 3 m. Die längste Staustufe ist die bei Hirschhorn mit rd. 13,2 km, die kürzeste die bei Untertürkheim mit rd. 2,7 km; die durchschnittliche Länge der Staustufen beträgt rd. 7,5 km.

Die Schleusen erhalten eine Kammerweite von 12 m und eine nutzbare Länge von 110 m, damit ein aus einem Schlepper und einem 1200-t-Kahn bestehender Schiffszug auf einmal geschleust werden kann. Je nach den örtlichen Verhältnissen ist die Schleuse entweder neben dem Wehr oder am Ende der an mehreren Staustufen erforderlichen, gleichzeitig auch der Wasserkraftausnutzung dienenden Seitenkanäle geplant.

Die Wasserkraftwerke werden dort, wo die Schiffahrt im Flusse bleibt, fast durchweg neben den Wehren, und zwar in der Regel auf der den Schleusen entgegengesetzten Seite angeordnet. Bei Staustufen mit Seitenkanälen, die sowohl der Schiffahrt als auch der Wasserkraftnutzung dienen, kommt das Krafthaus fast durchweg neben die Schleuse am unteren Ende des Seitenkanals zu liegen. Die maschinellen Einrichtungen der einzelnen Werke bestehen in der Regel aus drei Turbinen samt den zugehörigen Generatoren und sonstigen elektrischen Maschinen.

Von der in den neuen Kraftwerken erzeugten Energie mit 58800 PS im Jahresmittel oder jährlich 350 Mill. kWh — nach Abzug der abzulösenden Nutzungsrechte und der Wasserverluste an den Schleusen und Wehren entfallen auf:

[1]) Die Neckarbaudirektion Stuttgart hat die Wiedergabe der Abbildungen freundlichst gestattet. Den Druckstock zu Abb. 1 verdanken wir gleichfalls der Neckarbaudirektion Stuttgart, die der übrigen Abbildungen der Fa. Wilhelm Rübsamen, Stuttgart.

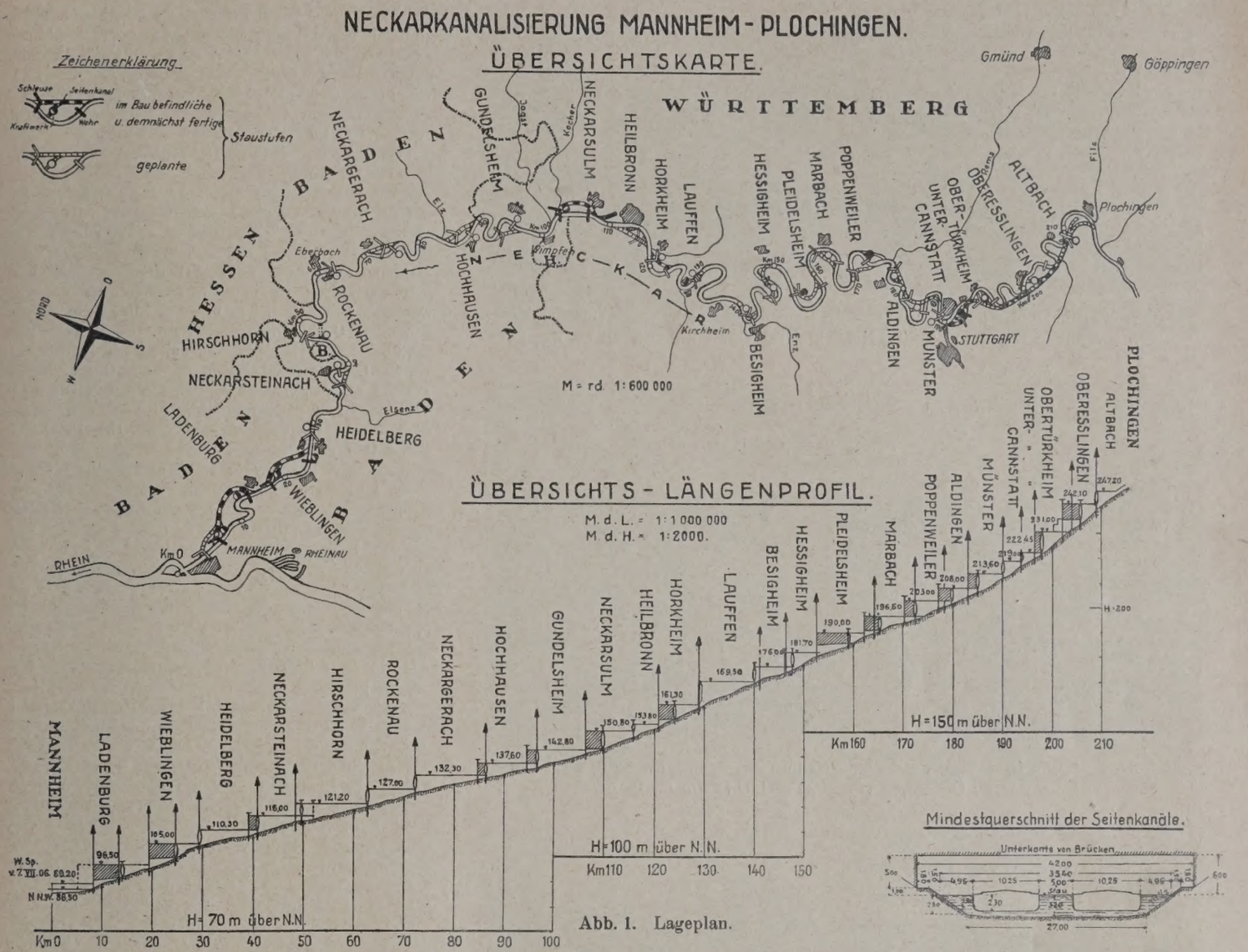


Abb. 1. Lageplan.

badisches Gebiet 29 300 PS im Jahresmittel oder rd. 175 Mill. kWh jährlich;

hessisches Gebiet 4300 PS im Jahresmittel oder rd. 25 Mill. kWh jährlich;

württembergisches Gebiet 25 200 PS im Jahresmittel oder rd. 150 Mill. kWh jährlich.

Die Ausführung des vorstehend umschriebenen Bauentwurfs war für die Strecke von Mannheim bis Plochingen mit Vorkriegspreisen

Staustufe	Gefälle m	Ausbauwassermenge m^3	Energiegewinn im Jahresdurchschnitt PS eff.	Energiegewinn jährlich Millionen kWh	Bemerkungen
Ladenburg	7,30	100	6000	35,9	Ausbau der 27 km langen Strecke Mannheim—Heidelberg für Großschiffahrt und Wasserkraftausnutzung
Wieblingen unterhalb Heidelberg	8,50	100	6650	39,7	
Neckarsulm	8,00	94	4510	27,0	Ausbau für Großschiffahrt und Kraftnutzung
Horkheim	vorläufig 5,60	90	2920	17,5	Ausbau zunächst nur für Kraftnutzung
	7,50 später		[3900]	22,5	
Untertürkheim	3,45	60	Die Wasserkraft wird seit Jahren von der Stadtgemeinde Stuttgart ausgenutzt		Neckarverlegung mit neuem Wehr und 3 Straßenbrücken nach dem Gesamtplan für die Neckarkanalisierung
Obertürkheim	—	—	—	—	Neckarverlegung nach dem Gesamtplan für die Neckarkanalisierung
Obereßlingen	5,60	52	1760	10,5	Ausbau zunächst nur als Kraftstufe mit den Kanalabmessungen für die Großschiffahrt

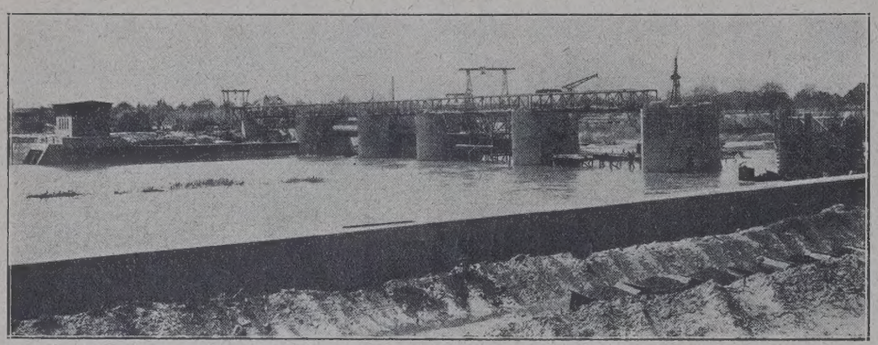


Abb. 2. Staustufe Wieblingen, unterhalb Heidelberg. Wehr mit 6 Öffnungen von zusammen 148 m Lichtweite, Nebenkraftwerk und Kanaleinlaß im Bau.

Abb. 3. Staustufe Neckarsulm, unterhalb Heilbronn. Schützenwehr und Straßenbrücke mit 4 Öffnungen von je 17 m Lichtweite im Bau.

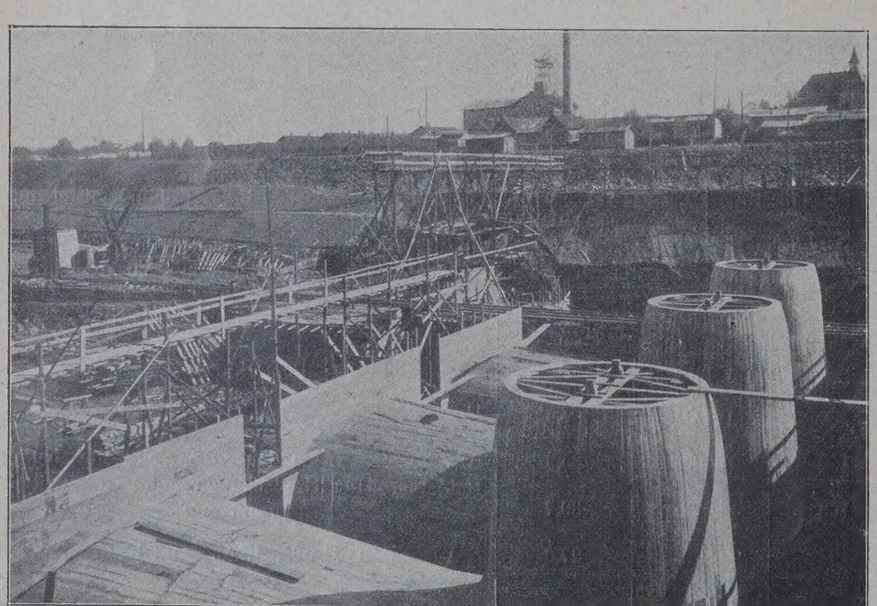


Abb. 4. Staustufe Neckarsulm, unterhalb Heilbronn. Kraftwerk mit 8 m Gefälle und 3 Turbinen zu je 2700 PS_{max} im Bau.

zu 150 Millionen Mark veranschlagt und würde mit den derzeitigen Löhnen und Preisen für die Baustoffe etwa das 1,5fache erfordern.

Unter tunlichster Berücksichtigung der Aufrechterhaltung der seitherigen Schiffahrt auf dem Neckar in der Strecke Mannheim—Heilbronn ist im Jahre 1921 ein sich auf die Dauer von zwölf Jahren erstreckendes Bauprogramm aufgestellt und dabei als erster Bauabschnitt die Ausführung folgender Staustufen, die zu den wirtschaftlichsten der ganzen Strecke gehören, bestimmt worden (vergl. die Zusammenstellung auf Seite 19).

Mit dem Ausbau dieser sieben Stufen werden von der rd. 200 km langen Gesamtstrecke Mannheim bis Plochingen etwa 60 km für die 1200-t-Schiffahrtstraße fertiggestellt bezw. vorbereitet und von dem durch die Neckarkanalisierung im Jahresdurchschnitt zu erzielenden Gesamtenergiegewinn von 58 800 PS oder jährlich 350 Mill. kWh rd. 21 840 PS oder jährlich 130 Mill. kWh gewonnen werden.

Die insbesondere im Jahre 1922 eingetretene, auf die immer mehr zunehmende Geldentwertung zurückzuführende Steigerung der Baukosten auf das damals schon 1200- und mehrfache der Vorkriegspreise hatte den Arbeiten am Neckar Schwierigkeiten in der Beschaffung der ständig wachsenden Baumittel bereitet und die maßgebenden Organe der Neckar-A.-G. zu dem Beschluß veranlaßt, die Bauarbeiten an den Staustufen Ladenburg, Horkheim und Obereßlingen vorerst einzustellen und zunächst die Staustufen Wieblingen und Neckarsulm, sowie die Neckarverlegungen bei Untertürkheim und Obertürkheim planmäßig auszubauen.

An der im Herbst 1922 eingestellten Staustufe Ladenburg konnten im Sommer 1923 die Erdarbeiten in einer 1,5 km langen Kanalstrecke mit Mitteln des Reichs und des Landes Baden aus Notstandsfonds wieder aufgenommen werden, um die durch den Ruhreinbruch im Bereich von Mannheim und Umgebung geschaffene große Arbeitslosigkeit etwas einzuschränken.

Im einzelnen ist über den Arbeitsstand an den im Bau begriffenen Staustufen noch zu bemerken:

An der Staustufe Wieblingen (Abb. 2) sind das aus vier Walzen von je 27,10 m Länge und zwei Schützen von je 20 m Länge und 3,90 bezw. 5,10 m Höhe bestehende Wehr, das sogen. Nebenkraftwerk, sowie die langen Trennungsmauern zu beiden Seiten des Wehres nahezu fertiggestellt. Bei dem kiesigen Untergrunde mußte eine umfangreiche Grundwasserabsenkungsanlage eingebaut werden. Der 5 km lange Oberkanal zwischen Wehr und Schleuse bezw. Krafthaus geht seiner Vollendung entgegen. Bei Schleuse und Krafthaus kann demnächst der Einbau der eisenkonstruktiven Teile und der Turbinen beginnen.

Bei der Staustufe Neckarsulm (Abb. 3) sind der Wehrunterbau (Untergrund Fels), die Wehrpfeiler und teilweise auch die Brückengewölbe fertiggestellt (vier Schützenöffnungen von je 17 m Lichtweite). Die Kammerschleuse bei Kochendorf ist nahezu vollständig fertig. Das Kraftwerkgebäude kommt demnächst unter Dach (vergl. auch Abb. 4).

Bei der Staustufe Untertürkheim, oberhalb Stuttgart, mußte der Neckar zur Gewinnung von Eisenbahn- und Industriegelände auf eine Länge von 2,6 km verlegt werden. Als Ersatz der seitherigen Stauanlage für das Wasserkraftwerk der Stadt Stuttgart samt Straßenbrücke bei Untertürkheim mußte ein neues Schützenwehr mit vier Öffnungen von je 17 m Lichtweite und 4,60 m Höhe, eine mit dem Wehr vereinigte Straßenbrücke (vergl. auch die unter den Brückengehwegen eingebauten neuartigen Antriebvorrichtungen der Wehrschützen in Abb. 5 u. 6) und je eine neue Straßenbrücke über den Ober- und Unterwasserkanal erstellt werden. Die drei Straßenbrücken samt den zugehörigen neuen Verbindungsstraßen sind am 1. Dezember 1923 dem öffentlichen Verkehr übergeben worden. Wehr und neue Flußstrecke sind vor kurzem gleichfalls in Betrieb gekommen.

Auch bei der Staustufe Obertürkheim ist das Neckarbett auf eine Länge von 1300 m im Sommer 1923 verlegt worden. Durch die Anlage von Hochwasserdämmen sind außerdem die gefährlichen Überschwemmungen und Eisablagerungen auf dieser Strecke beseitigt und damit das wertvolle Gelände für industrielle Ansiedlungen geeignet gemacht worden.

Wenngleich bei einigermaßen normalem Wetter- und Wasserstande die beiden großen Staustufen Wieblingen und Neckarsulm in den nächsten Monaten in den wesentlichsten Teilen fertiggestellt sein werden und damit eine mittlere Jahresenergie von rd. 10 000 PS bis zum Sommer 1925 verfügbar sein wird, so ist damit die gerade von Württemberg so sehr ersehnte Einführung der Großschiffahrt auf dem Neckar, wenn zunächst auch nur bis Heilbronn, noch keineswegs erreicht. Solange nicht auch in der Zwischenstrecke des Neckars und zwischen Mannheim und Ladenburg der Fluß zum Großschiffahrtweg mit weiteren acht Staustufen ausgebaut sein wird, solange sind auch diese neuen Schleusen bei Wieblingen und Neckarsulm nicht ausgenutzt.

Neben der tunlichst baldigen Fertigstellung der Staustufen bei Horkheim und Obereßlingen wird und muß daher die nächste und wichtigste Aufgabe der Neckar-A.-G. und der beteiligten Regierungen die sein, die Neckarwasserstraße, wenn auch nur schrittweise, zunächst von Mannheim bis Heilbronn aufwärts möglichst bald für den Verkehr von 1200-t-Schiffen und für die gleichzeitige Ausnutzung der hierbei anfallenden Wasserkräfte auszubauen und dies um so mehr, als unsere Industrie zur Erhaltung ihrer Wettbewerbsfähigkeit eines leistungsfähigen und möglichst billigen Großtransportmittels dringend bedarf, als welches die Eisenbahn, die durch die Annahme des Dawes-Gutachtens künftighin in erster Linie möglichst hohe finanzielle Erträgnisse erzielen soll und daher in ihrer bisherigen freien Tarifpolitik nicht unerheblich eingeschränkt sein wird, nicht mehr ohne weiteres angesprochen werden darf. Es besteht daher kein Zweifel, daß in der Zukunft den deutschen Wasserstraßen eine ungleich höhere Bedeutung zukommen wird als früher.

Nach diesem bemerkenswerten Vortrage des Oberbauleiters der Neckarkanalisierung sprach sodann noch Regierungsrat Dr. Werner Teubert über „Verkehr und Ertrag der Neckarwasserstraße“. Marquardt.

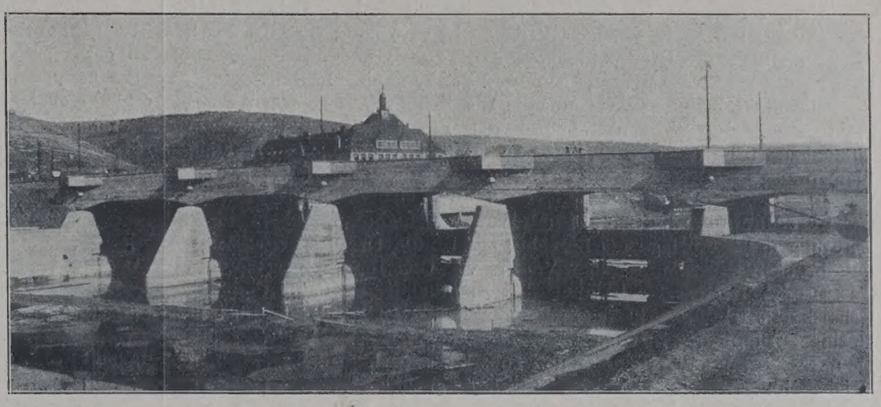


Abb. 5. Ansicht flußauf.

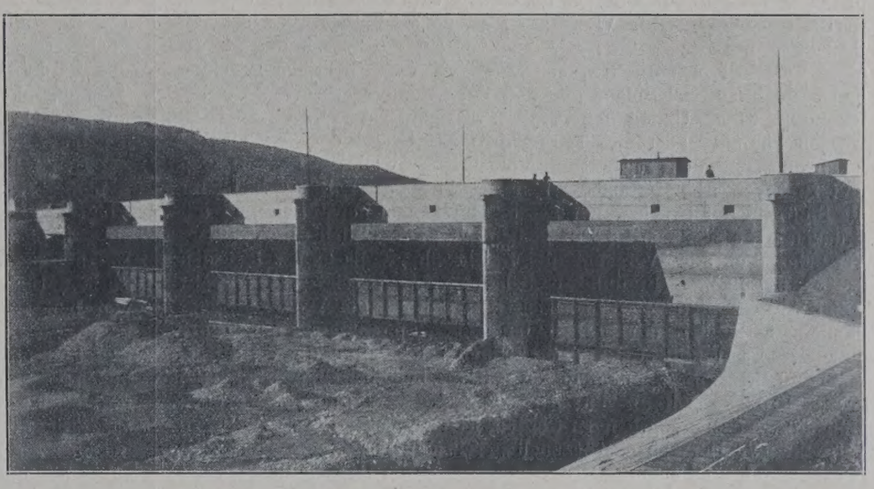


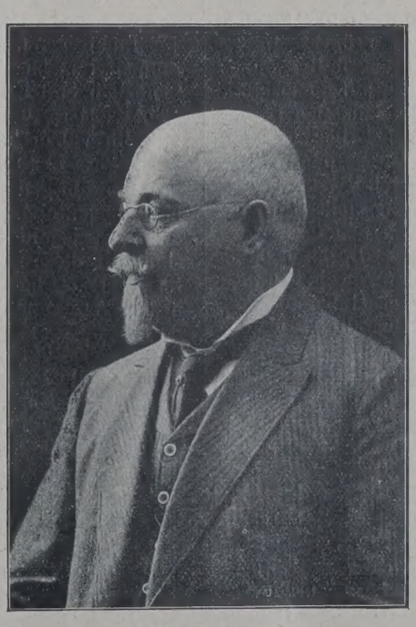
Abb. 6. Ansicht flußab.

Abb. 5 u. 6. Untertürkheim, oberhalb Stuttgart. Straßenbrücke über das neue Neckarbett mit 5 Öffnungen von je 17 m Lichtweite. Vor 4 Öffnungen: Schützenwehr, vor 1 Öffnung: Schleuse für die Großschiffahrt.

Vermischtes.

Matthias Koenen †. Die Eisenbeton-Fachwelt beklagt den Tod eines ihrer Größten. Am 26. Dezember 1924 ist Dr.-Ing. ehr. Matthias Koenen im 76. Lebensjahre an Herzschlag verschieden. Wissenschaft und Industrie betrauern einen Mann, der mit in erster Linie dazu berufen war, den Eisenbetonbau in Deutschland zu seiner hohen Blüte zu führen.

Dr. Koenen, der Sohn eines Baumeisters in der Rheinprovinz, bestand 1872 die Prüfung als Bauführer und nach siebenjähriger praktischer Tätigkeit im Eisenbahnwesen und Wasserbau die Prüfung als Regierungsbaumeister. Er unterhielt dann ein stark in Anspruch genommenes technisches Bureau für schwierige Baukonstruktionen, wirkte zugleich mit außerordentlichem Erfolge als Lehrer auf dem Gebiete der Baumechanik für Baumeisterkandidaten und Zivilingenieure und trat ferner durch wissenschaftliche Aufsätze über Statik der Baukonstruktionen in technischen Zeitschriften hervor. Durch die erste Erörterung der Theorie der Eisenbetonbauweise hat der Verstorbene 1886 die theoretischen Grundlagen für die statischen Berechnungen im Betonbau geschaffen. Nachdem dann seine Auffassung, daß den Eiseneinlagen in erster Linie die Aufnahme der Zugspannungen zufalle, während dem Beton allein nur Druckbeanspruchungen zugemutet werden dürften, so wie der wirtschaftliche Wert der Eiseneinlagen durch Belastungsversuche dargetan war, an denen Koenen im Auftrage des Ministeriums teilnahm, war die baupolizeiliche Zulassung der Eisenbetonbauweise gesichert.



Matthias Koenen.

Im Jahre 1902 erweiterte Koenen seine Theorie unter Zugrundelegung der inzwischen bekanntgewordenen Ergebnisse zahlreicher Versuche und der Bestimmungen des preußischen Ministeriums in der Arbeit: „Grundzüge für die statische Berechnung der Beton- und Eisenbetonbauten“. 1903 stellte er ferner Regeln für die Anordnung der Eiseneinlagen auf. Die letzte der wissenschaftlichen Arbeiten des Verstorbenen aus dem Jahre 1924 behandelt die Schwindwirkungen in Beton- und Eisenbetonkörpern.

Praktisch betätigte sich der Verstorbene zunächst jahrelang mit der Aufstellung von Berechnungen und Konstruktionsunterlagen, nach denen eine Reihe geschichtlich bemerkenswerter Eisenbetonbauten ausgeführt worden ist. Im Jahre 1892 übernahm er als Direktor die Leitung der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, mit der er bis zu seinem Tode verbunden blieb und deren hervorragender Förderer er wurde. Dabei ist aber sein Streben nach gründlicher Erweiterung der wissenschaftlichen Erkenntnisse auf dem Gebiete der Eisenbetonbauweise nie erlahmt. Seine selbstlose stete Bereitwilligkeit, an der Lösung schwebender Fragen durch Gemeinschaftsarbeit teilzunehmen, machte ihn in wissenschaftlichen Ausschüssen, u. a. in dem Deutschen Ausschuß für Eisenbeton, zu einem hochgeschätzten Mitgliede, dessen streng sachliche Darlegungen wesentlich zur Förderung der Arbeiten beitrugen.

An äußeren Zeichen der Anerkennung hat es ihm nicht gefehlt, und zudem sind seine wissenschaftlichen Leistungen gewürdigt durch die Ernennung zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber und durch die Verleihung der goldenen Medaille seitens der Akademie für Bauwesen.

Alle Auszeichnungen vermochten die Schlichtheit seines Wesens nicht zu beeinträchtigen. Allen, die ihn kannten, wird sein Andenken als treuer Freund und Ratgeber stets unvergeßlich bleiben. Rudeloff.

Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken. Zur Beratung der 2. Auflage der Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken kamen unter dem Vorsitz von Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr. Schaper Vertreter der Länder, des Eisenbahnzentralamts und der Reichsbahndirektionen in der Zeit vom 9. bis 13. Dezember 1924 in Goslar zusammen. Zu den Beratungen waren ferner Vertreter des Deutschen Eisenbauverbandes und sonstige außerhalb der Deutschen Reichsbahngesellschaft stehende namhafte Brückenbauer zugezogen worden. Die schwierige Arbeit wurde an der Hand eines neuen Entwurfs beendet, und es ist zu erwarten, daß die neue Auflage schon in der ersten Hälfte des Januar im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erscheinen wird. Wenn auch die neuen Vorschriften in vieler Beziehung noch mehr bindende Angaben für die Berechnung als die alten Vorschriften enthalten, so lassen sie dem tüchtigen Brückenbauer doch so viel Spielraum, daß bei genauerer theoretischer Berechnung unter Umständen große wirtschaftliche Vorteile erzielt werden können. Fast alle Teile haben auf Grund der zweijährigen Erfahrung mit den seitherigen Vorschriften wichtige Ergänzungen und zum Teil Abänderungen erfahren. So wurde z. B. die Tafel für die Stoßzahl auf Brücken mit geschweißten Schienenstößen und auf Brücken ohne Schienenstöße ausgedehnt, da namentlich die Schweizer Versuche und auch Versuche der Reichsbahngesellschaft selbst den großen ungünstigen Einfluß der Schienenstöße gezeigt haben. Mit voller Absicht sind — da es sich in der Regel um Vollwandträger handelt, bei denen die berechneten hohen Spannungen nur in der äußersten Faser auftreten — bei kleinen Stützweiten die verhältnismäßig niedrigen Stoßzahlen der 1. Auflage beibehalten worden. Bei großen Brücken soll an eine Änderung der verhältnismäßig großen Stoßzahlen erst herangegangen werden, wenn die eingeleiteten weiteren Versuche der Deutschen Reichsbahngesellschaft zu einem greifbaren Ergebnis geführt haben. Bei der Berechnung der Druckstäbe ist zwar das ω-Verfahren der Deutschen Reichsbahngesellschaft, das sich wegen seiner Einfachheit und Klarheit aufs beste bewährt hat, beibehalten worden, doch sind die ω-Werte selbst auf Grund der Versuche des Knickausschusses des Deutschen Eisenbauverbandes etwas ermäßigt worden. Als wichtigste Linie wurde die Linie der zulässigen Druckspannungen als Parabel im unelastischen und als Eulerlinie im elastischen Bereich neu festgesetzt. Die Vorschriften wurden noch ergänzt durch Gebrauchsformeln für Druckstäbe bei mittigem Kraftangriff. Die Vorschriften für Wechselstäbe wurden insofern etwas günstiger gestaltet, als nach den neuen Vorschriften der erforderliche Querschnitt geringer wird als seither. Für oben offene Brücken und für die Abstützung von Druckstäben gegen seitliches Ausweichen werden, wenn eine scharfe theoretische Berechnung nicht durchgeführt wird, neue wichtige Mindestforderungen gestellt. Bei Wind- und Querverbänden ist eine einheitliche zulässige Spannung von 1000 kg/cm² bei allen Stützweiten festgesetzt, dagegen ist, um der größeren Stoßwirkung der Fahrzeuge namentlich bei kleinen Brücken Rechnung zu tragen, der Seitenstoß für alle Lastenzüge einheitlich auf 6 t erhöht. Bei der Berechnung der Nietverbindungen darf der zulässige Lochleibungsdruck bei neuen Brücken das 2,5fache, bei bestehenden Brücken das 3fache der zulässigen Zug- und Biegungsspannungen erreichen. Die Erhöhung vom früher 2fachen ist durch Versuche, die in jüngster Zeit im Materialprüfungsamt in Dahlem angestellt wurden, gerechtfertigt. Die zulässigen Spannungen bei Lagerteilen wurden im allgemeinen erhöht. Die zulässige rechnerische Durchbiegung infolge der als ruhend angenommenen Verkehrslast wurde bei gewöhnlichen eisernen Eisenbahnbrücken auf $^1/_{900}$, bei einbetonierten Walzträgern auf $^1/_{700}$ der Stützweite festgesetzt. Überall ist neben dem gewöhnlichen Flußstahl St 37 auch der neue hochwertige Baustahl St 48 (vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 55, S. 671) berücksichtigt. Alle Angaben über bestehende Brücken sind am Schluß übersichtlich zusammengestellt. Die im Text angegebenen Tafeln sollen, für den Handgebrauch auf stärkeres Papier gedruckt, in einer Sammlung vereinigt werden.

Die neue Auflage bedeutet einen wesentlichen Fortschritt, und es ist zu hoffen, daß die neuen Vorschriften sich bald einbürgern und sich noch größerer Beliebtheit als die seitherigen Vorschriften erfreuen werden. Da der Sicherheitsgrad bei den nach den seitherigen Vorschriften berechneten Brücken meist etwas höher ist, so brauchen die nach den Vorschriften von 1922 berechneten Brücken nicht für die neuen Vorschriften nachgerechnet zu werden. Ko.

Vom Asphalt. Die Anwendung des Asphalts für den Straßenbau ist bekanntlich verhältnismäßig jung; zwar wurde um 1840 in Paris der Versuch gemacht, eine Mischung von Asphalt und Quarz zur Straßenpflasterung zu verwenden, doch schlug dieser Versuch fehl, was vielleicht auf die mangelhafte Zusammensetzung oder die unzureichende Unterbettung zurückzuführen ist. Die Versuche wurden aber fortgesetzt und führten zu größeren Erfolgen. Bald folgten weitere Großstädte dem französischen Beispiel. Der Gußasphalt kommt in Form von Broten von 25 kg in den Handel, ist ein zusammengeschmolzenes Gemisch von Asphaltstein und Bergteer; statt des letzteren findet auch eine Mischung von Trinidadasphalt mit Erdöl Verwendung. Der Gußasphalt findet, häufig mit einem reichlichen Zusatz von grobem Sand, zur Herstellung von Pflaster, Fußböden, Dachflächen, Isolierschichten im Mauerwerk usw. Verwendung. Ein Aufschwung der Asphaltindustrie wurde nach einer Mitteilung der Kieler Ztg. durch Merian in Basel angebahnt, der als erster erwärmtes Asphaltpulver auf ein Unterpflaster brachte und dieses dann zusammenpreßte.

Im Altertum diente Asphalt als Mörtel. Als solcher ist er in den Mauern der Paläste von Ninive und Babylon gefunden worden. Im Mittelalter wurden die Vorzüge des Bitumens allem Anschein nach vergessen oder sein Gebrauch vernachlässigt, und erst zu Beginn des 18. Jahrhunderts begann man wieder an eine Ausbeutung der Asphaltgruben zu denken. 1802 wurde das Vorkommen von Asphalt bei Seyssel entdeckt und 1832 die Asphaltindustrie durch Sassenay neu begründet.

Heute liefern den Bedarf der Welt an Asphalt hauptsächlich der Asphaltsee auf der Insel Trinidad sowie Venezuela und Kuba. Die Ablagerung des Pechsees in Trinidad nimmt eine Bodensenkung von etwa 46 ha ein, die allem Anschein nach den Krater eines erloschenen Vulkans bildete. Die Seemitte liegt kaum 1,5 km von dem Golf von Paria entfernt und hat eine Meereshöhe von 40 m. Das Material ist von bemerkenswerter Gleichmäßigkeit, die Oberfläche befindet sich in fortwährender Bewegung, so daß man schon von einer Art Ebbe und Flut sprechen darf. Die Mitte dieses Sees ist um etwa 30 cm höher als seine Ränder, und dieses Verhältnis bleibt bestehen, obwohl durch die dauernde Entnahme des Materials die Gesamtoberfläche etwas gesenkt ist. Der See hat durch eine tiefe Spalte einen Abfluß ins Meer, doch liegt unter diesem Strom noch eine mit Asphalt gefüllte Schlucht. Der Asphalt kann aufgenommen werden, ohne daß sich der Arbeiter die Hände zu beschmutzen braucht, so fest und trocken wird das Material. Es wird einfach mit der Picke aufgehackt und in die Wagen verladen.

Der Asphaltsee in Venezuela liegt jenseits des Golfs von Paria, etwa 170 km von dem See von Trinidad entfernt. Er bedeckt etwa 400 ha, ist also nahezu zehnmal so groß wie der letztgenannte See, doch ist die Ablagerung an einigen Stellen weniger als 1 m tief, so daß die Ausbeute eine bedeutend geringere ist, auch ist das Material hier nicht immer gleichmäßig und manchmal weicher. Aber trotz dieser Verschiedenheiten sind die Geologen von einem unterirdischen Zusammenhange der beiden Seen überzeugt. Der kubanische Asphalt wird an verschiedenen Stellen der Insel Kuba gefunden; an der Bai de Cardenas gewinnt man ihn buchstäblich aus dem Wasser, indem man ihn aus 2 m Wassertiefe vom Boden der Bai selbst heraufbringt.

Im übrigen findet sich der Asphalt häufig eingesprengt in den Hohlräumen verschiedenartiger Gesteine, auch als Ausfüllung von Klüften; Sandstein und Kalkstein sind nicht selten von Natur mit Asphalt getränkt. Derartige, vom Asphalt durchdrungene Kalksteine findet man z. B. im Val de Travers, bei Seyssel an der Rhône, in der Auvergne, bei Ragusa in Sizilien, Lobsann im Elsaß und Limmer in Hannover.

Die übrigen Asphaltlager der Welt haben größtenteils nur örtliche Bedeutung. In Ägypten gibt es Lager sehr reinen Asphalts, die wahrscheinlich seit Anbeginn des geschichtlichen Zeitalters bekannt sind, wie die Anwendung des Asphalts zum Einbalsamieren der Toten im Altertum beweist. Auch in Kleinasien, Persien und den Tälern des Euphrat und Tigris kommt er in wertvollen Lagern vor.

Brückenbauten der Friedrich-Alfred-Hütte. Im Jahre 1907 gliederte die Firma Fried. Krupp ihrem Tochterwerk Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen den Eisenhoch- und Brückenbau an. Infolge der schnellen Entwicklung dieser Abteilung erwies sich die Eisenbauwerkstatt besonders für die Herstellung großer Brücken bald als unzureichend. Bereits im Jahre 1916 wurde daher eine neue Brückenbauanstalt in Betrieb genommen, die mit allen neuzeitlichen Einrichtungen ausgerüstet, auch jede Erweiterungsmöglichkeit bot.

Die bisherige Jahreshöchstleistung beträgt etwa 28 000 t, sie kann jedoch bei dem jetzigen Ausbau im gewöhnlichen Betrieb auf etwa 35 000 t gesteigert werden.

Im folgenden seien einige von der Friedrich-Alfred-Hütte entworfene oder erbaute bemerkenswerte Eisenbahnbrücken erwähnt.

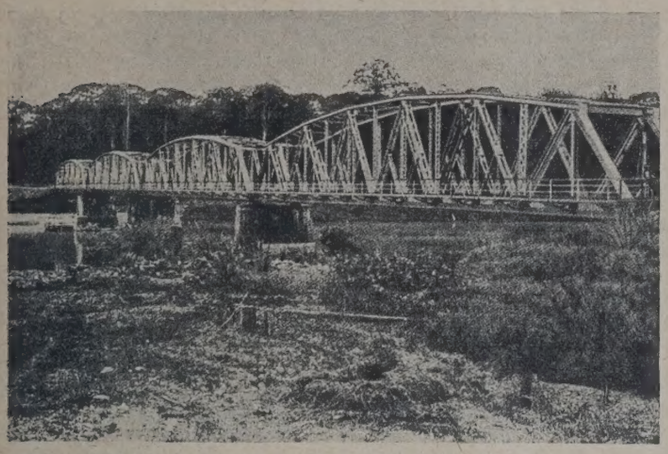


Abb. 1. Eisenbahnbrücke über den Nordarm des Sanagastromes bei Edea im Zuge der Kameruner Mittellandbahn (vier Öffnungen je 57,6 m Stützweite) für die Deutsche Kolonial-Eisenbahn-Bau- und Betriebsgesellschaft in Berlin.

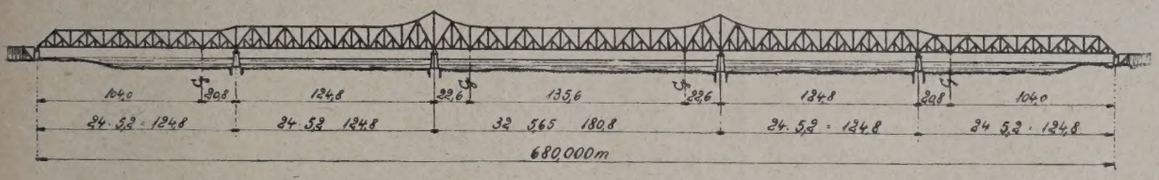


Abb. 2. Anordnung der Gelenke und Stützweiten bei der Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Save bei Sabac.

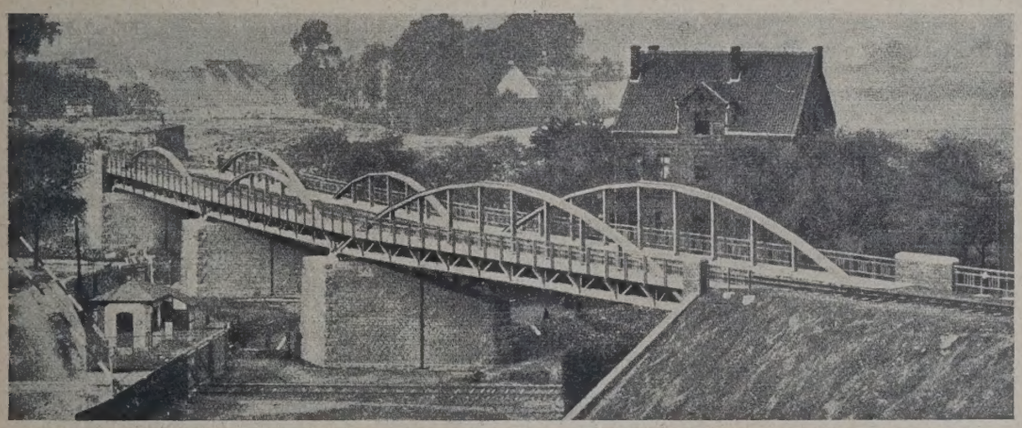


Abb. 3. Versuchsbrücke aus Chromnickelstahl über die Segerothstraße und die Köln-Mindener Anschlußbahn in Essen.

Abb. 1 zeigt eine Eisenbahnbrücke über den Nordarm des Sanagastromes bei Edea im Zuge der Kameruner Mittellandbahn für die Deutsche Kolonial-Eisenbahn-Bau- und Betriebsgesellschaft. Sie besteht aus vier Öffnungen von je 57,6 m Stützweite und wurde im Jahre 1910 geliefert und an Ort und Stelle aufgestellt.

Beachtenswerte Abmessungen weist das in Abb. 2 dargestellte Brückenbauwerk auf. Es ist dies die Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Save bei Sabac in Serbien, die der Reichskommissar für den Wiederaufbau als Reparationslieferung der Firma Fried. Krupp in Auftrag gab. Die Brücke ist nach dem Entwurf der Friedrich-Alfred-Hütte ausgeführt. Gebaut worden ist sie von der Firma Fried. Krupp und der Firma Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 680 m, ihr Gewicht etwa 6200 t. Die Anordnung der Gelenke und die Stützweiten sind aus der Abbildung zu ersehen.

Eine Vergleichsrechnung ergab, daß das Gesamtgewicht derselben Brücke, in Sonderstahl „St. 48“ ausgeführt, 4960 t betragen würde.

Wegen der Wahl des Baustoffes ist auch die im Jahre 1910 von der Firma Fried. Krupp erbaute Eisenbahnbrücke über die Segerothstraße in Essen bemerkenswert (Abb. 3). Die Fahrbahn ist aus Flußeisen hergestellt, während die Hauptträger aus Chromnickelstahl bestehen. Die zugelassenen Beanspruchungen sind 60 % höher als diejenigen des Flußeisens. Die Querschnitte der Hauptträgerteile sind so voll ausgenutzt, daß sich bei ihnen eine Gewichtsersparnis von fast 60 % ergab. Das Gesamtgewicht der eisernen Überbauten beträgt 227 t. — Obwohl auf der Brücke ein reger Verkehr herrscht, hat sie sich während ihres 14jährigen Bestehens in jeder Beziehung bewährt.

Die längste Holzbrücke der Welt. Als die heute mit der Southern-Pacific-Eisenbahn vereinigte Central-Pacific-Bahn in ihrem Ausbau gegen den näheren Westen der Union fortschritt und auf den großen Salzsee im Staate Utah stieß, der in seiner großen Ausdehnung ein Hindernis für die wirtschaftliche Führung der Linie war, die eigentlich eine gerade Überbrückung des Beckens des Sees erheischte, hatte man sich zur Umgehung des Sees im Norden entschlossen und damit die Strecke um viele Kilometer verlängert. Die im Jahre stetig steigenden Leistungen der Bahn ließen die dadurch bedingten Erhöhungen der Betriebskosten um so empfindlicher fühlen, als sie in keinem wirtschaftlichen Verhältnis mehr zu jenen Geldsummen standen, die beim Bau der Umgehungslinie erspart worden waren.

Wie die Münch. N. Nachr. mitteilen, entschloß man sich daher, die Linie geradeaus über den See zu führen, indem man von der am östlichen Ufer des großen Salzsees gelegenen Stadt Ogden eine gerade Brücke nach Lucin am entgegengesetzten Punkte des Westufers plante. Die Entfernung der beiden genannten Endstationen ist rund 70 km, auf die sich also die Brücke über den See spannen mußte, der dort in zwei Armen zu bewältigen war.

Hierzu bestimmte man eine Brücke aus Holz nach dem Muster der bekannten „Trestleworks“, die nun nach ihrer Fertigstellung die größte und längste hölzerne Brücke der Welt ist, da die Gesamtlänge aller Holzteile über dem Seespiegel nicht weniger als 35 km beträgt.

Bei Beurteilung der Schwierigkeiten, mit denen die Ingenieure bei dem Bau des riesigen Werkes zu kämpfen hatten, ist zu berücksichtigen, daß der große Salzsee keineswegs ein gewöhnlicher, ruhiger Binnensee von geringer Tiefe ist, sondern vielmehr von oft heftigen Orkanen bewegt wird und große Tiefen birgt, die einen Brückenbau schwierig gestalten.

Jahrelang vor dem Baubeginn hatte man schon begonnen, Baustoffe für die neue Brücke in der Umgegend zu sammeln. Ganze Rücken des felsigen Ufers wurden mit Sprengmitteln zerrissen, um die Pfeiler in dem schlammigen Grunde zu sichern, und ganze Wälder alter Stämme wurden gefällt, um die Pfeiler der Brücke zu zimmern. Bei den ungewissen Grundverhältnissen des Seebodens an Ort und Stelle waren nicht einmal gewiegte Fachleute imstande, die Steinmassen zu bestimmen, die für die Gründung der Hauptstützen erforderlich waren; anfänglich schienen die versenkten großen Felsblöcke gleichsam wie in einen unersättlichen Rachen zu versinken.

Soweit als tunlich, schüttete man von den beiden Uferpunkten je einen Damm in die Fluten; dann erst reihte man die Tragpfeiler für die Brückenkonstruktion auf die erhaltenen Fundamente, die stellenweise 10 m Wasser über sich hatten, wogegen die Pfähle zu je vieren in einer Länge von 20 m in den Grundschlamm eingetrieben wurden; zur Ausfüllung der Zwischenräume diente grober Schotter, der 10 km weit hergeschafft wurde. Endlose Züge brachten Sand und Zement zur weiteren Ausführung der Pfeiler Tag und Nacht herbei, so daß sich in der Gegend ein Leben entwickelte wie in einem großen Fabrikorte. Während des Brückenbaues verdichtete sich an den Seeufern die geschäftige Tätigkeit zu der einer mittleren Stadt; tausende Arbeiter aller Zweige legten Kolonien an mit Kirchen und Schulen, Spitälern, Kaffeehäusern u. dergl. mehr, alles in Blockhäusern für den mehrmonatigen Bestand dieser Niederlassung berechnet. Schon die Verpflegung dieser Arbeiterschar und die Herbeischaffung aller sonstigen Dinge für den täglichen Gebrauch war eine große Aufgabe für sich, deren Lösung zuerst gesichert sein mußte, wenn der Bau ohne Verzögerung vonstatten gehen sollte.

Die zum Bau herbeigeschafften Baustoffe wurden mit dem Fortschreiten der Pfeiler und Aufdämmungen immer weiter auf den gewonnenen Stützpunkten im See vorgeschoben und verarbeitet, so daß ein allmählicher Vorstoß der Brücke von beiden Seiten des Ufers erfolgte, bis die beiden Zungen in der Mitte zusammenstießen. Einmal riß ein Sturm ein fertiggestelltes Joch ab und trug es 60 km mit den Wogen fort. Man berechnet den Schaden, den die Elemente durch Zerstörung von Booten und Holzwerk stifteten, allein

auf 100 000 Dollar, abgesehen von den Verlusten an Menschenleben. — Trotzdem machte das Riesenwerk ständig befriedigende Fortschritte, indem man sicher auf die Herstellung von 2 km Brückenwerk in einer Woche rechnen konnte. Je nach der Ergiebigkeit der Baustoffzufuhr — die natürlich wieder je nach der Entfernung, aus der sie zu beschaffen war, schwankte — und der Gunst der Witterungsverhältnisse war der Baufortschritt verschieden. Die gefährlichste und schwierigste Stelle des Baues, die den Ingenieuren ungeheure Arbeit verursachte, bildete ein grundloses Loch im Seeboden, ungefähr 2 km vom Ostufer des Sees entfernt.

Wahrscheinlich bestand hier schon seit Urzeiten eine kraterähnliche Einsenkung der Erdoberfläche, in der sich im Laufe der Jahrtausende nach Füllung des Beckens mit dem vom Bärenflusse zugeführten Wasser aller Schlamm eingelagert hatte und daher einen moorartigen, nachgiebigen Grund legte. Dieser Abgrund verschlang allein durch mehr als sechs Monate der Bauzeit der Brücke Tausende von Tonnen Felsgestein, bis endlich ein Erfolg der Arbeit, d. h. ein Auftauchen des künftigen Pfeilers, zu bemerken war. Die aufgelagerte Last preßte den Schlamm des Loches zusammen und ließ befürchten, daß das Werk scheitern werde. So wurden beispielsweise durch einen vollen Monat Tag für Tag 2500 t Felsgestein in die Tiefe versenkt, was einen Maßstab für die Leistung der Materialbahn des Baues abgeben mag.

Die Verlegung der Baumstämme auf die Pfeiler geschah mit Dampfkranen, die auf dem jeweils gewonnenen Brückenwerke vorgeschoben wurden.

Die Verspreizungen der Hauptstützen des Fachwerkes mit kleineren Stämmen geschah unter Berücksichtigung stellenweise nötiger Öffnungen zur Durchfahrt der Schiffe. Die Bahn wurde in genügender Breite für eine Spur zum Bewegen der breitesten Fahrbetriebsmittel so angelegt, daß sich in angemessenen Abständen Sicherheitsnischen für das Bewachungspersonal während des Zuglaufes einschalten ließen. Für die Zugkreuzungen auf der Brücke hat man streckenweise zwei Gleise gelegt, die stets wie die ganze Strecke ein mehr als meterhohes Schutzgeländer — Brustwehr — begleitet.

Zu beiden Seiten des Gleises laufen Stege für Fußgänger, die natürlich bei den in Amerika herrschenden Grundsätzen dann, wenn sie die Brücke benutzen, selbst für ihre Sicherheit sorgen müssen.

Eisenbeton-Ufermauer im Hafen von Pesaro. Für die Erweiterung dieses Hafens wurde u. a. der Bau einer neuen Ufermauer von 140 m Länge nötig, die in Eisenbeton ausgeführt wurde. Ihre konstruktive Ausbildung, die aus den Abb. 1 bis 3 ersichtlich ist, wurde auf Grund

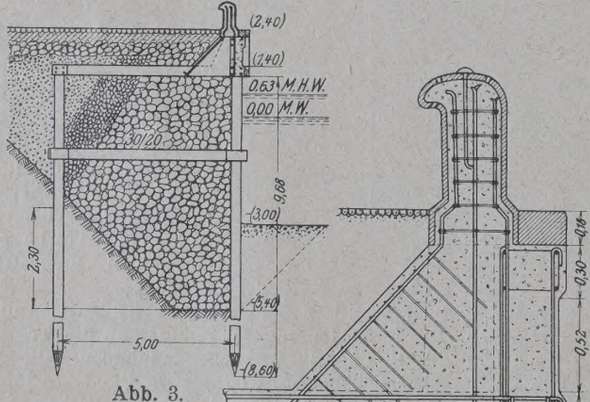


Abb. 3.

Abb. 2.

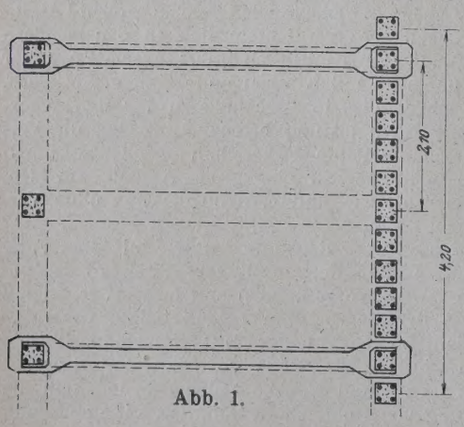


Abb. 1.

von Erfahrungen bei ähnlichen Ausführungen an der Mittelmeerküste gewählt. Die Mauer besteht aus einer Reihe von Eisenbetonpfählen, die, wie Abb. 1 zeigt, quadratischen Querschnitt von 32 cm Seitenabmessung, eine Länge von 10 m haben und in Zwischenräumen von 10 cm voneinander gerammt sind. Sie werden oben und unten durch hölzerne Scherleisten geschützt. Oben trägt das Bollwerk eine Eisenbetonbrüstung nach Abb. 2 und ist durch Eisenbetonanker gegen eine rückwärtige Pfahlreihe abgesteift. Nach seiner Fertigstellung wird es (Abb. 3) mit Steinpackung und Kies verfüllt, stellt also gewissermaßen das Skelett eines geschütteten Steindammes dar.

Die Pfähle haben eine Längsbewehrung aus 4 Rundeisen von 22 mm Durchm. und sind in Abständen von 8 bis 10 cm abwechselnd nach dem Umfange und nach den Diagonalen des Querschnitts durch Querbügel versteift; gegen die Einflüsse des Seewassers wurde den Zuschlägen Puzzolanerde im Verhältnis von 1 T. Puzzolanerde, 3 T. Sand und 8 T. Kies zugesetzt. Das Einbringen der Pfähle geschah ohne nennenswerte Schwierigkeiten durch Druckwasser-Einspülung für den oberen Teil, durch Rammung für die letzten Meter. Ki.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. Januar ausgegebene Heft 1 enthält u. a. folgende Beiträge: Oberingenieur H. J. Kraus: Die Verwendung des Eisenbetons beim Neubau einer Drahtfabrik. Dr.-Ing. Hans Kuball: Trägheitsmomente bei Eisenbetonrahmen. Dr. Fritz v. Emperger: Die Arbeitsfestigkeit der Eisenbetonbalken. Dr. W. Hoppe: Die Bauxitlagerstätten des Vogelsberges. Dr. Saller: Neue amtliche schwedische Zement- und Betonbestimmungen.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt sind: der Abteilungsdirektor Lochte, bisher beim E. Z. A. in Berlin, zum Präsidenten der R. B. D. in Mainz und der Oberregierungsrat List, Augsburg, zum Präsidenten der R. B. D. Augsburg.

Versetzt sind: der Oberregierungsbaurat Ebert, Zwickau, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Chemnitz; die Regierungsbauräte Burtin, bisher bei der R. B. D. Berlin, als Mitglied zum E. Z. A. in Berlin, Draeger, bisher beim E. Z. A. in Berlin, zur R. B. D. Berlin, Schwager und Körner, Dresden, zum Ausbesserungswerk Chemnitz, Claussnitzer, Riesa, zur Betriebsdirektion Dresden-A., Kriebisch, Plauen (Vogtl.), als Vorstand zum Neubauamt Riesa, Limpert, Nürnberg, als Vorstand zur Bauinspektion II Augsburg, Korhammer, Nürnberg, zur R. B. D. Regensburg und Wirsing, Weiden, als Vorstand zur Materialbeschaffungsinspektion Nürnberg; der Regierungsbaumeister Ebel, Cassel, zum E. Z. A. in Berlin.

Übertragen ist: dem Präsidenten des E. Z. A. Hammer, Berlin, im Einvernehmen mit dem Verwaltungsrat die Leitung der bei der Hauptverwaltung neu eingerichteten Einkaufsabteilung, dem Regierungsbaurat Döhlert, Dresden, die Stellung als Vorstand des Oberbaubureaus bei der R. B. D. Dresden.

Überwiesen sind: die Regierungsbauräte Gerhard Lehmann und Kothe vom Bauamt Chemnitz I zum Ausbesserungswerk Chemnitz, Kunz vom Neubauamt Zwickau zum Bauamt Zwickau, Bauer vom Bauamt Zwickau zum Neubauamt Zwickau, Knöfel von der Betriebsdirektion Chemnitz als Vorstand zum Bauamt Chemnitz II, Schütze vom Bauamt Chemnitz II zur Betriebsdirektion Chemnitz und Freyschmidt von der Bauinspektion II Augsburg als Referent zur R. B. D. Augsburg, sowie der staatlich geprüfte Baumeister Schuhmacher in Berlin dem Maschinenamt 5 Berlin.

Bayern. Verliehen wurde: der Titel und Rang eines Regierungsbaurats den Bauassessoren J. Franz bei der Regierung von Mittelfranken, G. Link bei der Landesstelle für Gewässerkunde, E. Gurlitt bei der Regierung der Oberpfalz; der Titel und Rang eines Bauamtmanns den Bauassessoren der Straßen- und Flußbauämter: Bamberg: F. Hohenner, Amberg: F. Gebhard, Speyer: E. Brengel, Simbach: A. Bullmann, Deggendorf: F. Enderlin, Traunstein: K. Küstner.

Preußen. Befördert ist: der Regierungsbaurat (W.) Aefke, Eberswalde, zum Oberregierungs- und -baurat und als solcher nach Stade versetzt.

Versetzt sind: der Regierungs- und Baurat (W.) Piper von Potsdam an die Wasserbaudirektion in Münster i. Westf., der Regierungsbaumeister (W.) Tode von Wesermünde an das Kanalbauamt in Oebisfelde.

INHALT: Der Handels- und Industriehafen Hanau. — Dynamische Berechnungen im Eisenbahnoberbau. — Tagung des Südwestdeutschen Kanalvereins für Rhein, Donau und Neckar e. V. am 14. und 15. November 1924 zu Stuttgart. — Vermischtes: Matthias Koenen †. — Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken. — Vom Asphalt. — Brückenbauten der Friedrich-Alfred-Hütte. — Längste Holzbrücke der Welt. — Eisenbeton-Ufermauer im Hafen von Pesaro. — Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 16. Januar 1925 Heft 3

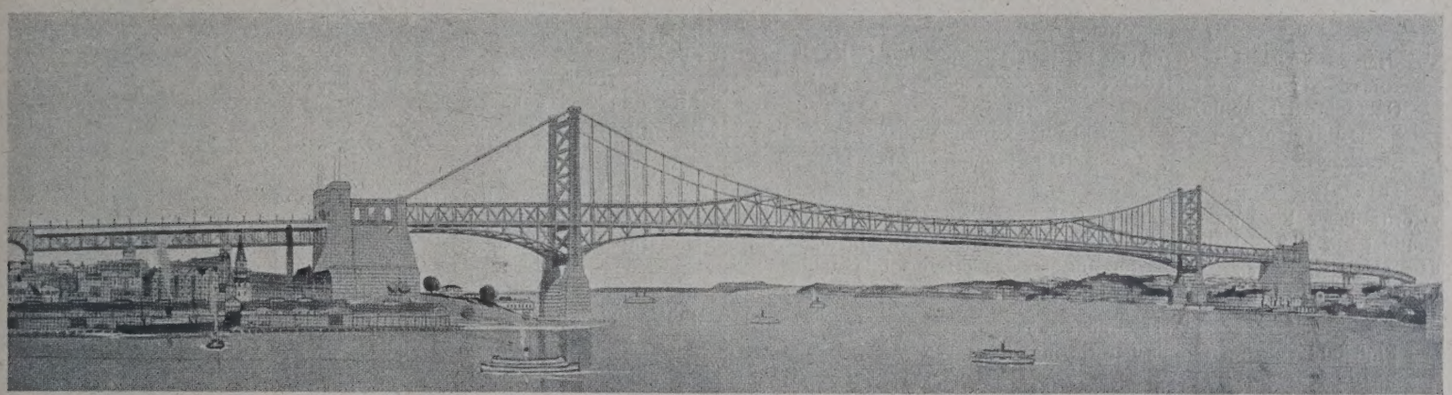


Abb. 2. Perspektive. Blick nach Nordwest. Links liegt Sydney, rechts die Vorstadt St. Leonards.

Über einen bemerkenswerten Entwurf vom letzten Wettbewerb für die Sydney-Brücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **W. Schachenmeier**, München.

Über die zu erbauende Sydney-Brücke ist in deutschen Fachzeitschriften schon viel geschrieben worden, z. B. in der „Bautechnik" 1923, Heft 24 u. 25, 1924 Heft 11 u. 21, und im „Bauingenieur" zuletzt 1924, Heft 18. Es dürfte der Mühe wert sein, auch noch einen Entwurf etwas genauer kennen zu lernen, der im letzten engeren Wettbewerb mit um die Palme des Sieges gerungen hat und der nach meiner persönlichen Meinung dem zur Ausführung bestimmten Entwurf in beinahe jeder Beziehung, außer der Kostenfrage, überlegen ist.

Es handelt sich um den Entwurf der Ingenieurfirma Robinson und Steinman, New York, der im Auftrage der English Electric Company of Australia Ltd., Sydney, ausgearbeitet und durch diese Firma zum Wettbewerb eingereicht worden ist. Herr Dr. D. B. Steinman hat mich ersucht, über diesen Entwurf den deutschen Fachgenossen zu berichten, was im folgenden in knapper Form geschehen soll.

I. Hauptträgersystem.

Das Haupttragglied ist ein in gemauerten Widerlagern verankertes Paralleldrahtkabel, versteift durch einen Fachwerkträger, der über die drei Öffnungen kontinuierlich durchgeht. Nur in der Mittelöffnung steht dieser Versteifungsträger mit dem Kabel in Verbindung, in den Seitenöffnungen sind keine Hängestangen vorhanden. Das bemerkenswerte Neue an dem gewählten System ist nun, daß in der Mittelöffnung der Obergurt des Versteifungsträgers großenteils gespart wird, indem er auf eine Länge von 243,8 m mit dem Kabel identisch ist. Obgleich dieses System schon im technischen Schrifttum andeutungsweise vorvorbereitet ist,[1]) ist es doch, soweit mir bekannt, erstmals von Steinman vollständig durchgearbeitet und angewendet worden bei der gegenwärtig noch im Bau befindlichen Brücke bei Florianopolis in der Provinz Santa Catharina, Brasilien, die von Robinson und Steinman erbaut wird.[2])

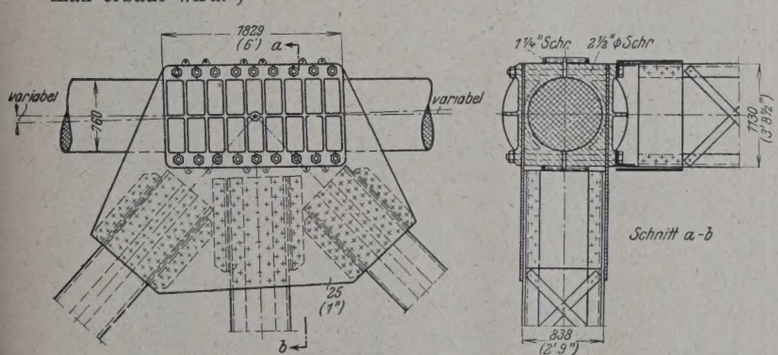


Abb. 4. Obergurtknotenpunkt in der Mittelöffnung.

Die äußere Erscheinung des beschriebenen Tragsystems hat zwar eine gewisse Ähnlichkeit mit manchen schon bestehenden Brücken, z. B. der Gerberschen Friedrichsbrücke über den Neckar in Mannheim oder der Straßenbrücke über den Bahnhof Gesundbrunnen in Berlin usw. (Abb. 1 u. 2). Jedoch ist es seinem inneren Wesen nach durchaus verschieden von diesen und bietet auch konstruktive Schwierigkeiten besonderer Art, indem genietete Fachwerkstäbe an einem Drahtkabel angeschlossen werden müssen. Diese Einzelheiten der Konstruktion sind im Entwurf sehr sorgfältig und geschickt durchgearbeitet (Abb. 4).

Das Hauptträgersystem ist dreifach statisch unbestimmt. Sämtliche Auflager des Versteifungsträgers sind längsverschiebliche Stelzenlager. Die wagerechte Festhaltung des ganzen Systems geschieht ausschließlich in den Widerlagern der Kabel. Zur Erreichung vollkommener statischer Klarheit wäre nötig gewesen, die Pylonen als Pendelstützen, d. h. mit Fußgelenken auszubilden, was jedoch nicht geschehen ist (s. unter Abschn. III).

Es sind zwei Windverbände vorgesehen, die dem Verlauf der beiden Gurtungen des Versteifungsträgers auf die ganze Brückenlänge folgen (Abb. 1 u. 2). Die erforderlichen Endquerverbände werden durch kräftige Portale gebildet.

II. Hauptabmessungen der Brücke, Belastungsannahmen, Material und zulässige Spannungen.

Mittelöffnung	$l = 487{,}7$ m	(1600') (wie Brooklyn-Brücke)
Pfeil des Kabels	$f = 54{,}9$ m	(180')
Pfeilverhältnis	$\frac{f}{l} = \frac{1}{8{,}9}$	
Seitenöffnungen	$l_0 = 114{,}3$ m	(375')
Höhe des Versteifungsträgers		
in Brückenmitte	$h = 12{,}2$ m	(40')
in den Viertelpunkten	$= 26{,}7$ m	(87'6")
an den Pylonen	$= 33{,}5$ m	(110')
an den Trägerenden	$= 15{,}2$ m	(50')
Hauptträgerabstand	$b = 30{,}0$ m	(98'6")
zwei verschiedene Feldweiten	$c_1 = 11{,}4$ m	(37'6")
	$c_2 = 15{,}2$ m	(50')
Pylonenhöhe über Steinpfeiler	98 m	(322')
Nutzbare Breite der Fahrbahn	17,4 m	(57') } (Abb. 3)
Nutzbare Breite der Gehwege	$2 \times 3{,}0$ m	($2 \times 9'11\frac{1}{2}$") } (Abb. 3)
4 Vollbahngleise.		

Eigengewicht

Mittelöffnung 21 000 kg/m (14 100 lbs/ft) je Tragwand
Seitenöffnungen 21 500 kg/m (14 450 lbs/ft) „ „

Verkehrslast

gleichförmig verteilt auf höchstens 335 m (1100') Länge 8920 kg/m (6000 lbs/ft); ohne Stoßzuschlag für die Hauptträger.

[1]) z. B. R. Sonntag in der Zeitschr. „Der Eisenbau" 1911, S. 276.
[2]) Eng. News-Rec., Vol. 91, Nr. 15, 1923, S. 592 u. f; u. Vol. 93, Nr. 20, 1924, S. 778 u. f.

Windbelastung

a) unbeweglich: ~ 150 kg/m² (30 lbs/□′) auf beide Hauptträger + Flächenstreifen von der 1,5-fachen Höhe der Fahrbahnkonstruktion, + 223 kg/m (150 lbs/ft) auf das Gehweggeländer; dazu noch

b) fortschreitende Belastung: 446 kg/m (300 lbs/ft), entsprechend einem etwa 3 m hohen Verkehrsband, belastet mit 150 kg/m².

Temperaturänderungen: $\pm 60°$ Fahrenheit $\sim \pm 33°$ C.

Kabel

$H_{max} = 15\,940$ t $= 35\,100\,000$ lbs je Tragwand und je Kabel
$S_{max} = 17\,760$ t $= 39\,100\,000$ lbs „ „ „ „ „
Galvanisierter Stahldraht $\delta = 4{,}7$ mm
Zugfestigkeit . . . . . $\sigma_B = 15\,460$ kg/cm² (220 000 lbs/□″)
Streckgrenze . . . . . $\sigma_S = 10\,530$ kg/cm² (150 000 lbs/□″)
zulässige Spannung $\sigma_{zul} = 5\,060$ kg/cm² (72 000 lbs/□″)

erforderlicher Kabelquerschnitt $F = 3510$ cm² (544 □″) je Tragwand gebildet aus 18 788 Drähten; und zwar bilden 308 Drähte einen Strang, 61 Stränge ein Kabel. Gesamtdurchmesser des fertigen, mit Stahldraht umwickelten Kabels etwa 76 cm ($29\,^3/_4$″).

Versteifungsträger

Flußstahl von amerikanischer Normalgüte,

zulässige Spannungen

Zug $\sigma_{zul} = 1265$ kg/cm² (18 000 lbs/□″) mit Nietabzug

Druck $\sigma_{d\,zul} = \left(1265 - 5{,}6 \cdot \frac{l}{i}\right)$ kg/cm² $= \left(18\,000 - 80 \cdot \frac{l}{i}\right)$ lbs/□″

höchstens = 985 kg/cm² (14 000 lbs/□″) ohne Nietabzug.

Größter Untergurtquerschnitt

$F = 3130$ cm² (485 □″) bei $S_{max} = 3240$ t (7 135 000 lbs).

Die angegebenen zulässigen Spannungen werden den beiden Fällen zugrunde gelegt:

1. Eigengewicht + Verkehrslast + Temperaturwirkung + $\frac{1}{3}$ Windlast,

2. Eigengewicht + $\frac{3}{4}$ Verkehrslast + Temperaturwirkung + Windlast.

III. Besondere Vorzüge des Entwurfs nach den Angaben der Verfasser.

Neben einer bedeutenden Gewichtsersparnis durch die Zusammenlegung des Druckgurtes mit dem Kabel auf halbe Länge der Mittelöffnung wird noch der Vorteil einer erheblichen Verminderung der Durchbiegungen unter Verkehrslast erreicht. Diese wird bei ungünstigster Stellung der in ihrer Längenausdehnung allerdings auf 335 m (1100′) beschränkten Verkehrslast zu 0,39 m = 1,28′ angegeben, was nur $\frac{1}{1250}$ der Stützweite der Mittelöffnung ausmacht.

Hiermit wäre das lange gesuchte Ideal einer Hängebrücke von großer Steifigkeit gefunden. Indessen bin ich den angegebenen Zahlenwerten gegenüber vorerst noch skeptisch, wenn auch ohne weiteres zuzugeben ist, daß eine gewisse Verringerung der Durchbiegungen gegenüber einer normalen Hängebrücke eintreten muß als Folge der oben geschilderten besonderen Anordnung in der Mittelöffnung.

Ferner werden betont die gefällige Linienführung und die harmonische Verschmelzung der äußeren Erscheinung des Kragträgers bezw. durchlaufenden Trägers mit derjenigen des Hängeträgers und in gewissem Sinne auch des Bogens. Jedenfalls zeigt sich in wohltuender Weise das gesunde Streben nach Erfüllung ästhetischer Forderungen ohne Zuhilfenahme von wesensfremden Formen, Materialien oder Maskierungen. In diesem Zusammenhange muß allerdings auch die schon oben (Abschn. I) erwähnte statische Unklarheit, nämlich die flächenhafte Lagerung oder Einspannung des Pylonenfußes näher betrachtet werden. Wenn man nachrechnet, um wieviel hierdurch die Kantenpressungen der Auflagerquadern vergrößert werden, wenn der Pylonenkopf sich hin und her bewegt, so findet man

aus Temperaturänderung $\sigma = \pm 12$ kg/cm² und
aus Verkehrslast . . . $\sigma = \pm 31$ kg/cm²
zusammen $\sigma = \pm 43$ kg/cm² (611 lbs/□″).

Selbst wenn man von der Biegungsbeanspruchung der Pylone ganz absieht, würde es sich jedenfalls empfehlen, diese hohen zusätzlichen Kantenpressungen der Quadern zu vermeiden, indem man den Pylonenfuß beispielsweise auf einem System von radial gestellten Stelzen lagern würde. Es fällt dann auch das Bedenken Steinmans weg, das er ungefähr mit den Worten ausdrückte, er sei gegen Pendelstützen nicht nur wegen der damit verbundenen Gefahr bei der Aufstellung, sondern auch aus einem ästhetischen Grunde. Er glaube nicht, daß es den Eindruck der Sicherheit erwecke, wenn man „einen Turm auf einer Spitze balanzieren sieht". Demgegenüber muß darauf hingewiesen werden, daß es in Wahrheit niemals ein Punkt oder eine Spitze, sondern immer eine wenn auch kleine Fläche ist, worauf der Pylonenständer ruht, selbst dann, wenn wie bei der Kölner Hängebrücke kugelhaubenförmige Lager angewendet werden. Bei Anwendung radialer Stelzenlagerung findet die Berührung sogar in zahlreichen nach einem Zylinder angeordneten schmalen Flächenstreifen statt, und jedes, auch das ästhetische Bedenken ist durchaus unbegründet.

IV.

Von Interesse scheinen mir auch die Ausführungen Steinmans zu sein, mit denen er für die Hängebrücken, und unter diesen für die Kabelbrücken bei großen Spannweiten eintritt. Jene Sätze seien daher auszugweise hier wiedergegeben.

Die Kabelhängebrücke ist die sicherste aller bekannten Brükkenarten. Die Gefahren der Gerüste oder des Freivorbaues sowie des Aufziehens von Einhängeträgern fallen alle weg. Vorherrschend ist im ganzen Bauwerk die Zugspannung. Daher entfällt die Gefahr des Ausknickens von Druckgliedern. Das Kabel als Haupttragglied besitzt eine reichliche Festigkeitsreserve und ist außerdem in jedem einzelnen seiner feinen Bestandteile einer Prüfung unterzogen worden. Bei anderen Bauwerken kann das Versagen eines einzigen Fachwerkstabes den Einsturz herbeiführen; bei der Hängebrücke dagegen bleibt die übrige Konstruktion beinahe unberührt davon. Die tiefe Schwerpunktlage des gesamten Systems und die tiefe Lage der Resultierenden aller Windlasten ergeben hohe Stabilität. Der unmittelbare Kräfteverlauf vom Lastangriff bis zum Widerlager, das Vorherrschen reiner Zugspannung und endlich die höchste Festigkeit des Stahles

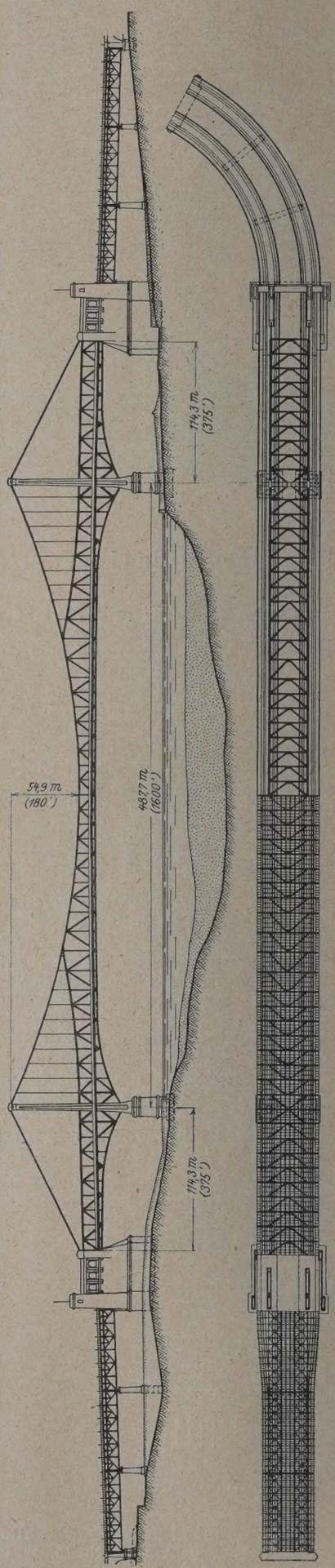


Abb. 1. Längsansicht und Grundriß der Sydney-Brücke.
Links: Fahrbahngerippe mit unterem Windverband. Rechts: Draufsicht mit oberem Windverband.

in Form von Kabeldraht bewirken, daß die Hängebrücke von gewissen Stützweiten ab auch wirtschaftlich überlegen ist. Dazu kommen die ästhetischen Werte, die in dem Zusammenwirken der selbstverständlich erscheinenden Kettenlinie, der schlanken Pylonen und der mächtigen, abschließenden Widerlager liegen und von keinem anderen Brückensystem erreicht werden. Endlich werden hervorgehoben die leichte und einfache Aufstellung, die kurze Bauzeit und die geringen späteren Unterhaltungskosten. Keine Spur von Rost ist jemals in einem aus galvanisiertem Draht zusammengesetzten Kabel und ebensowenig in einem mit Draht umwickelten Kabel gefunden worden. Das große, dem Kabel eigene Federungsvermögen bewirkt Unempfindlichkeit gegen stoßweise Belastungen. Hängebrücken mit Kabeln sind auch die denkbar sicherste Konstruktion gegen Erdbeben, Zusammenstöße und feindliche Angriffe.

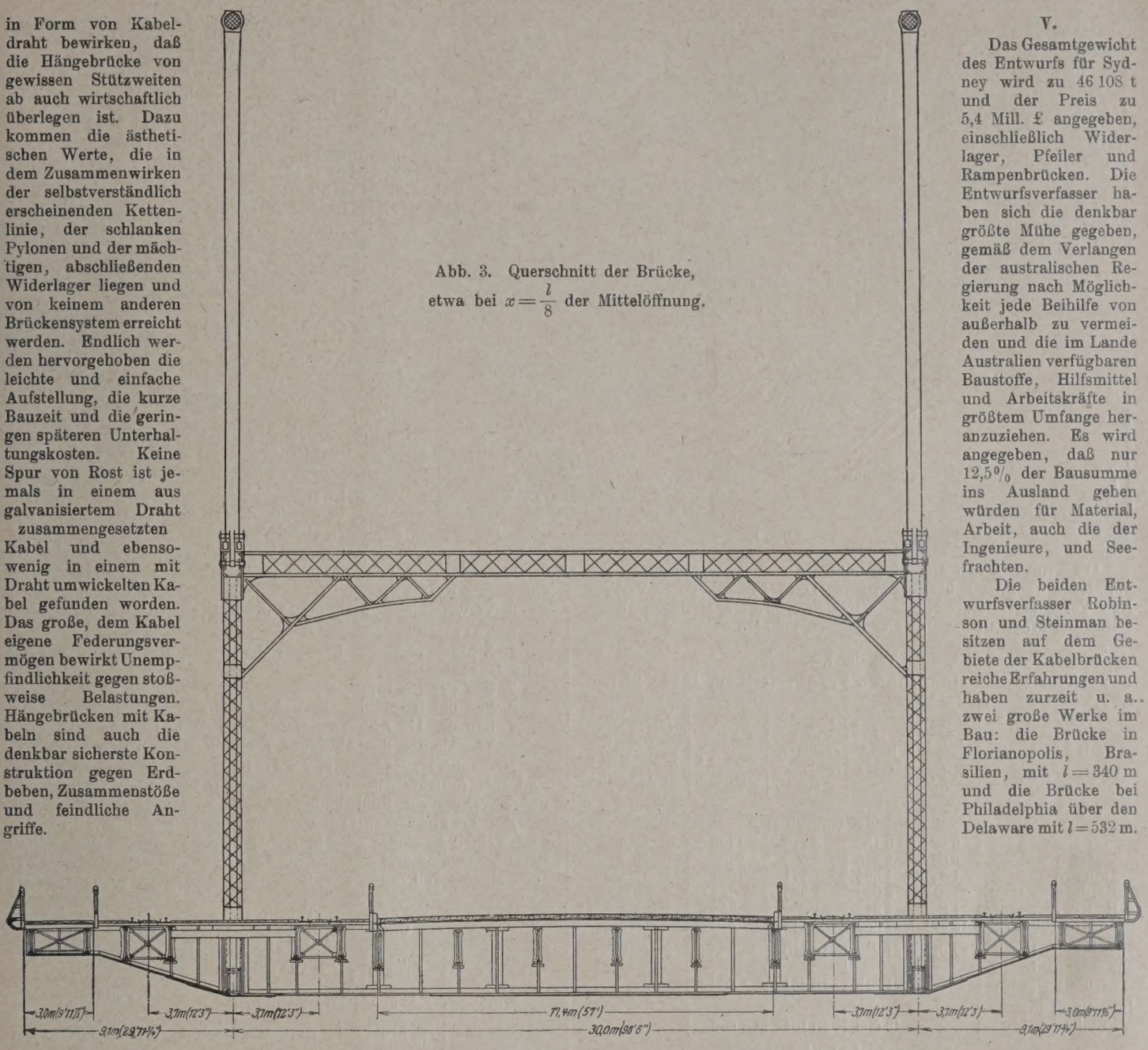


Abb. 3. Querschnitt der Brücke, etwa bei $x = \frac{l}{8}$ der Mittelöffnung.

V.

Das Gesamtgewicht des Entwurfs für Sydney wird zu 46 108 t und der Preis zu 5,4 Mill. £ angegeben, einschließlich Widerlager, Pfeiler und Rampenbrücken. Die Entwurfsverfasser haben sich die denkbar größte Mühe gegeben, gemäß dem Verlangen der australischen Regierung nach Möglichkeit jede Beihilfe von außerhalb zu vermeiden und die im Lande Australien verfügbaren Baustoffe, Hilfsmittel und Arbeitskräfte in größtem Umfange heranzuziehen. Es wird angegeben, daß nur 12,5% der Bausumme ins Ausland gehen würden für Material, Arbeit, auch die der Ingenieure, und Seefrachten.

Die beiden Entwurfsverfasser Robinson und Steinman besitzen auf dem Gebiete der Kabelbrücken reiche Erfahrungen und haben zurzeit u. a. zwei große Werke im Bau: die Brücke in Florianopolis, Brasilien, mit $l = 340$ m und die Brücke bei Philadelphia über den Delaware mit $l = 532$ m.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Vergrößerungsbauten des Hafens von Havre.

Der Hafen von Havre a. d. Seine ist nach dem von Marseille der bedeutendste Seehafen von Frankreich. Tabelle I zeigt den Verkehr der französischen Häfen im Jahre 1921, Tabelle II die Verkehrsentwicklung des Hafens von Havre von 1913 bis 1923. Das Gründungsjahr des Hafens ist 1517.

Nachdem 1830 das Becken de la Barre et du Commerce ausgehoben war, wurde der Bau des Beckens Vauban und des Beckens de l'Eure unter Napoleon III. ausgeführt, und zwischen 1880 und 1890 wurde das sog. Freycinetprogramm verwirklicht: Bau des Beckens Bellot und des Beckens Tancarville. Neue Arbeiten zur Vertiefung der Hafeneinfahrt fanden 1895 statt, und am 11. Februar 1909[1]) wurde ein Programm zur Vergrößerung des Hafens von Havre angenommen, das den Bau langer Kais, zweier Flutbecken und eines Docks für Schiffe von 300 m Länge umfaßte.

Der Übersichtsplan Abb. 1 läßt erkennen, was bis 1910 ausgeführt war. Nun traten aber die großen Schiffe „Lusitania", „Mauretania", „Olympic", „Titanic", „Bismarck", „Vaterland", „Imperator" usw. in Erscheinung, die in den bisherigen Hafenbecken und Docks nicht unterzubringen waren. Ja selbst für die französischen Schiffe „France" von 209 m und „Paris" von 235 m Länge war in

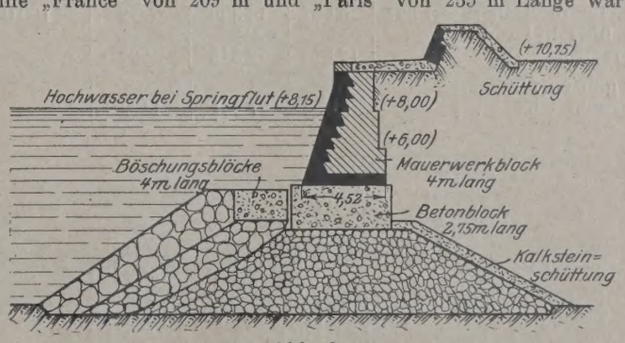


Abb. 2.

ganz Frankreich kein Dock vorhanden. Auch die erst 1910 verbesserte Einfahrt (Bau der Floridaschleuse) genügte nur den Ozeandampfern alten Typs.

[1]) Näheres in den „Annales des Ponts et Chaussées" 1910 I, S. 238 der „Mém. et documents" und im „Génie civil" vom 15. und 22. Januar 1910, Nr. 15 und 16, vom 29. Juni 1912, Nr. 9 und vom 22. Dezember 1917, Nr. 25.

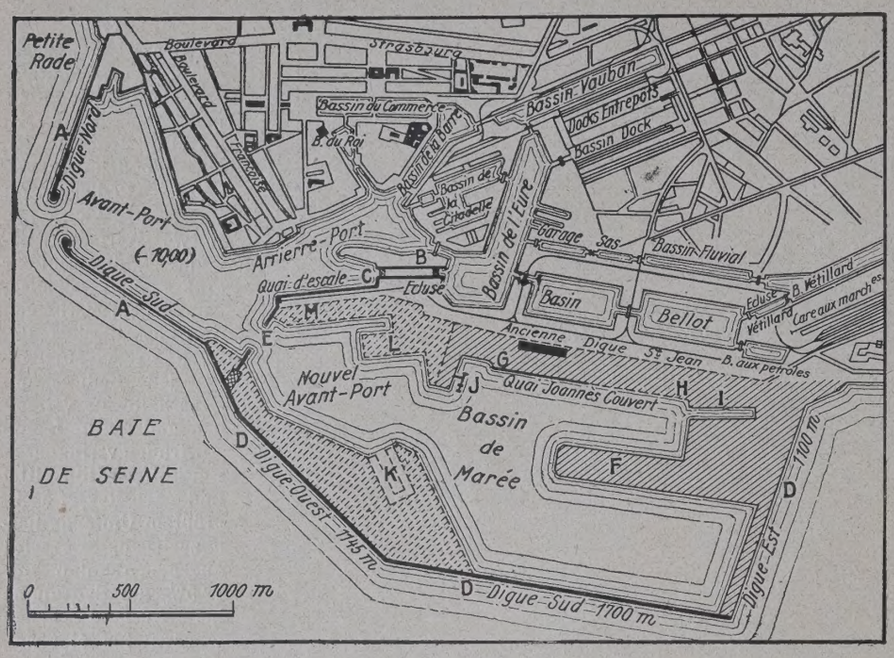


Abb. 1.

Die großen neuen Dampfer mußten an einem einstweiligen Kai vor der erwähnten Schleuse anlegen. Dazu kam, daß der Verkehr New York—Havre Kais von etwa 1000 m erforderte, an denen gleichzeitig drei große Überseedampfer anlegen konnten.

Tabelle I.
Verkehr in den Haupthäfen Frankreichs im Jahre 1921.

Häfen	je 1000 t Netto-Gehalt	je 1000 t Waren	Gesamtwert der Waren (Millionen Franken)	Durchschnittswert je t (Franken)	Verhältnismäßiger Anteil am Werte des Seeverkehrs von Frankreich in Hundertteilen
Außenhandel (Einfuhr):					
Marseille	6 624	3 133	3 748	1196	22,3
Havre	3 622	2 309	5 006	2168	29,7
Dünkirchen	1 417	1 668	1 771	1061	10,5
Bordeaux	1 512	2 093	1 565	747	9,3
Rouen	1 808	4 345	1 302	299	7,7
andere Häfen	12 331	7 669	3 448	449	20,5
zus. für die Häfen	27 315	21 229	16 840	793	100,0
zus. über die Landgrenzen	—	21 782	13 261	609	—
Im ganzen für Frankreich	—	43 003	30 101	699	—
Außenhandel (Ausfuhr):					
Marseille	5 824	1 650	4 439	2689	29,8
Havre	3 049	721	4 854	6730	32,6
Dünkirchen	1 156	669	280	418	1,9
Bordeaux	1 073	999	1 326	1326	8,9
Rouen	409	469	300	639	2,0
andere Häfen	10 124	2 176	3 707	1703	24,8
zus. für die Häfen	21 637	6 687	14 906	2229	100,0
zus. über die Landgrenzen	—	12 375	12 345	997	—
Im ganzen für Frankreich	—	19 062	27 251	1429	—

Um den vorhandenen Bedürfnissen zu genügen, wurden durch Gesetz vom 11. Februar 1909 ein neues großes Flutbecken und ein neuer Vorhafen zum Bau bestimmt. Auch der Kai von 1000 m Länge wurde bewilligt, sowie ein Dock von 312 m nutzbarer Länge mit 38 m breiter Öffnung.

Die Arbeiten wurden in drei Losen ausgeschrieben; die Ausführung wurde der Firma Schneider & Cie., Vigner und Michel-Schmidt übertragen, die sich für das 2. und 3. Los mit der Firma Hersent verband. Die Arbeiten umfaßten:

1. Los:

1. Ausbau der Süd-Ost-Mole auf 3145 m und der Ost-Mole auf 860 m;
2. Bau zweier Einfahrt-Molen im neuen Vorhafen;
3. Bau zweier Kais im Flottbecken;
4. Abtragung der einstweiligen Mauer, die den jetzigen Vorhafen im Südwesten begrenzt;
5. Aushebung einer Fahrrinne von 300 m Breite bis zur Höhenmarke — 6 m im neuen Vorhafen;
6. Verwendung des Abraumes und des Baggergutes zum Bau von Kais im Flutbecken und zur Herstellung der nötigen Schutzbauten.

2. Los:

1. Vorbereitende Arbeiten, Beseitigung der vorhandenen Bauten;
2. Bau des Flutkais auf 827 m einschl. der Aushebung einer Fahrrinne von 75 m Breite bis zur Höhenmarke — 12 m vor diesem Kai;
3. Verwendung des Abraumes für Kais.

3. Los:

1. Niederlegung des Eure-Forts und der Bekrönung der Mole Saint-Jean;
2. Bau des Docks;
3. Bau des Restes der Ost-Mole, 410 m;
4. Bau der 173 fehlenden Meter des Flutkais;
5. Verwendung des Abraumes für Kaibauten.

Die Molen im Mauerwerk, die das Flutbecken im Süden begrenzen, sind 1921 fertiggestellt. Die einstweilige Ost-Mole besteht aus einem Erddamm, der von Bohlwänden begrenzt wird.

Die das Flutbecken begrenzenden Dämme sind in der in Abb. 2 dargestellten Bauweise ausgeführt. Der Unterbau besteht aus Schüttsteinen. Es sind drei verschiedene Steingrößen verwendet. Über dem geschichteten Teil liegen zwei Reihen schwerer Blöcke; die erste Reihe besteht aus Betonblöcken von 2,50 m Höhe und 80 t Gewicht, die zweite aus Mauerwerkblöcken von 2 m Höhe und 60 t Gewicht. Darauf folgt eine massive Mauer mit geneigter Wand.

Der Kai Joannès-Couvert oder Flutkai, der die Nord-

Tabelle II.
Verkehr im Hafen von Havre.

Jahre	Schiffe (beladen und mit Ballast) Ein- u. Ausfuhr zusammen		Güter-Bewegung Außenhandel		
	Zahl der Schiffe	Gesamt-Tonnengehalt	Einfuhr	Ausfuhr	Zusammen
		je 1000 t	je 1000 t	je 1000 t	je 1000 t
1913	13 072	10 841	2661	956	3618
1914	11 759	9 020	2389	784	3173
1915	13 077	6 975	3094	418	3513
1916	17 702	8 582	4064	441	4506
1917	17 932	7 308	3726	285	4012
1918	21 901	7 820	3616	226	3842
1919	17 012	8 423	3542	427	3970
1920	17 355	10 920	3847	759	4607
1921	12 583	10 541	2335	720	3055
1922	15 049	12 155	2837	769	3607
1923	14 894	12 630	3554	929	4483

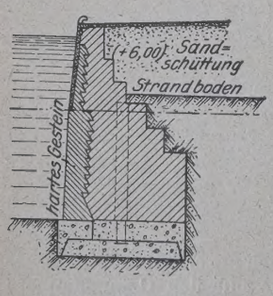


Abb. 3.

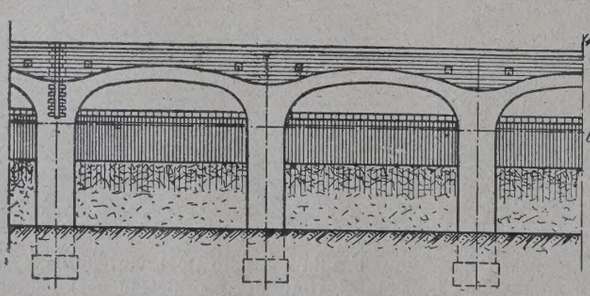


Abb. 4.

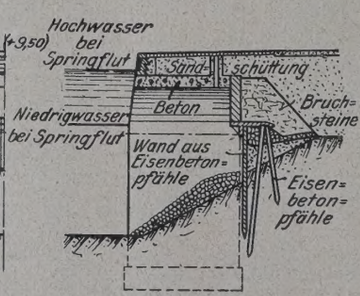


Abb. 5.

seite des Flutbeckens bildet, ist auf 500 m fertig; er besteht aus Vollmauerwerk; der übrige Teil soll in Form einer Mauer aus Betongewölben hergestellt werden, wie Abb. 3, 4 u. 5 erkennen lassen.

Die Pfeiler und Gewölbe sind aus unverblendetem Beton vorgesehen. Le Génie civil vom 19. April 1924, Nr. 16 weist darauf hin, daß bei Herstellung des Betons eine besondere Art Zement verwendet worden wäre, um den Beton wasserundurchlässig zu machen (Ciment à la gaize) (gaize = hartes, kieselhaltiges Gestein aus den Ardennen). Die Kosten für den Beton seien mäßig gewesen, da die Kiesbeimischungen so verwendet werden konnten, wie sie sich gerade fanden, nämlich in Größen von 2 bis 10 cm Durchmesser, so daß ein Zerbrechen auf 6 cm erspart wurde. Der Beton sei bei dieser Zusammensetzung besonders voll und dicht gewesen; bei der Verwendung von Schotter von 6 cm Durchmesser wäre er dagegen porös geblieben. An diesem Kai können bei Ebbe Schiffe mit 12 m Tiefgang anlegen.

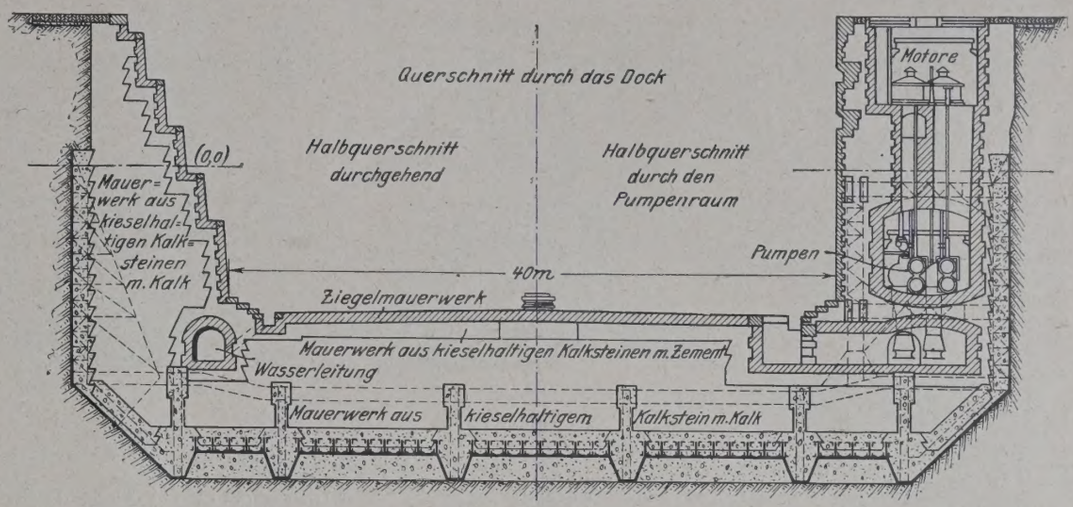


Abb. 6.

Der Bau war dadurch besonders schwierig, daß er am offenen Meere ausgeführt werden mußte, da die Außendämme des Flottbeckens noch nicht hergestellt waren.

Die Ausrüstung des Hafens von Havre umfaßte i. J. 1923: 30 Druckwasser- und 129 elektrische Krane von 1 bis 4 t, 15 Dampfkrane von 5 t, 2 Getreidesauger mit einer Stundenleistung von 100 t, 23 Schwimmkrane von 1 bis 10 t, 1 Bockkran von 120 t. Zu diesen der Handelskammer gehörigen Geräten treten noch die der Überseegesellschaft usw.

Die 40 Speicher bedecken eine Fläche von 300 000 m². Der Baumwollspeicher hat 744 m Länge und 114 m Breite, d. h. 78 500 m² Fläche; er ist der größte Speicher Europas.

Das neue Trockendock, dessen Querschnitt Abb. 6 zeigt, kann Schiffe bis zu 300 m Länge, 37 m Breite und 13 m Tiefgang aufnehmen. Der Drempel am Eingang liegt bei Marke — 8 m, so daß bei einer Mindestwassertiefe von + 5,25 m im Flottbecken ein Spielraum von 0,25 m für Schiffe mit dem höchstzulässigen Tiefgang bleibt Eine spätere Verlängerung um 50 m ist vorgesehen. Damit würde Havre das größte Dock der Welt erhalten.

Vergleichsweise seien folgende Zahlen angeführt:

Dock in Cherbourg	250 × 36	m
„ „ Brest	250 × 36	„
„ „ Toulon	312 × 38	„
„ „ Southampton	268 × 30,50	m
„ „ Portsmouth	281 × 31,50	„
„ „ Liverpool	320 × 36,50	„
„ „ Belfast	304 × 33,80	„ } in Vorbereitung
„ „ Glasgow	310 × 36,50	„ }
„ „ Bremerhaven	260 × 34,50	„

Hugo Müller.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuere Entwicklung des italienischen Talsperrenbaues.

„Die Bautechnik“ hat bereits im Jahrgange 1924, Heft 29, auszugsweise eine von Bonomi veröffentlichte Übersicht über die Entwicklung des Talsperrenbaues in Italien gebracht, der im wesentlichen das Werk der letzten Jahre ist und durch die Verschiedenheit der jeweiligen Verhältnisse eine Mannigfaltigkeit der Ausführungen gezeitigt hat, die sein Studium für jeden Talsperrenbauer unerläßlich macht.

In „Annali dei Lavori Pubblici“ 1924, Heft 9, bringt N. Mangiagalli neben einer allgemeinen Würdigung der Ursachen für den großen Umfang und den hohen Stand des italienischen Talsperrenbaues eine Übersicht der einzelnen Ausführungen und Bauarten, die an Hand zahlreicher Mauerquerschnitte von der ersten, 1866 erbauten Corrongiu-Staumauer von 21,50 m Höhe und 1 Mill. m³ Stauinhalt bis zu der ihrer Vollendung entgegengehenden gewaltigen Tirso-Talsperre von fast 70 m Höhe, 26 km Länge und 460 Mill. m³ Inhalt führt.

Die erstaunliche Vielseitigkeit der italienischen Bauten steht hiernach in bemerkenswertem Gegensatze zu der abwartenden Haltung der französischen Fachleute, die noch in ihren neuen Bestimmungen für Berechnung und Ausführung von Staumauern vom 19. Oktober 1923[1]) an dem überlieferten Typ der Schwergewichtmauer mit Dreiecksquerschnitt festhalten zu müssen glauben.

Immerhin stehen natürlich auch in Italien zahlreiche sogenannte Schwergewichtmauern, von denen die Abb. 1 bis 3 eine Auswahl wiedergeben: Es sind dies zunächst die bereits genannte Corrongiu-Mauer (Abb. 1), deren nach der Wasserseite zu abgetreppter Querschnitt sich bei den andern hierher gehörigen Mauern nicht mehr wiederholt; alsdann die einander ähnlichen d'Elio-, Ampollino I-, Brasimone I- und Gabiet-Mauern (Abb. 2a bis d), deren Querschnitt ein fast rechtwinkliges Dreieck mit nach der Wasserseite kaum aus der Senkrechten geneigten Kathete bildet. Beiderseitig durch gebrochene Linien begrenzt, wenn auch im wesentlichen ebenfalls von dem in Frankreich geforderten Dreiecksquer-

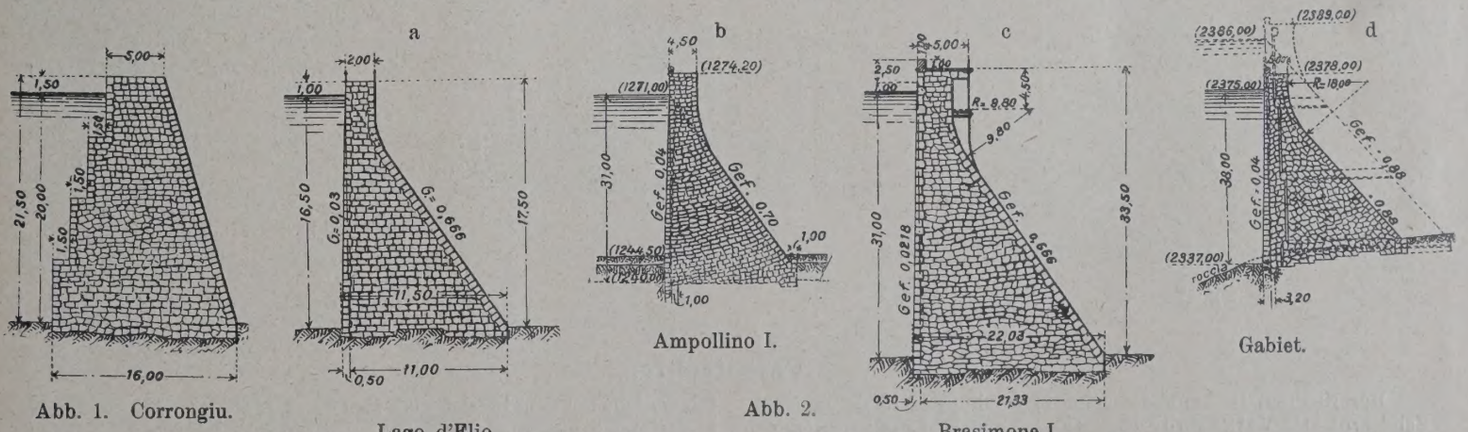


Abb. 1. Corrongiu. Lago d'Elio.

Ampollino I.

Abb. 2. Brasimone I. Gabiet.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 35 u. 36.

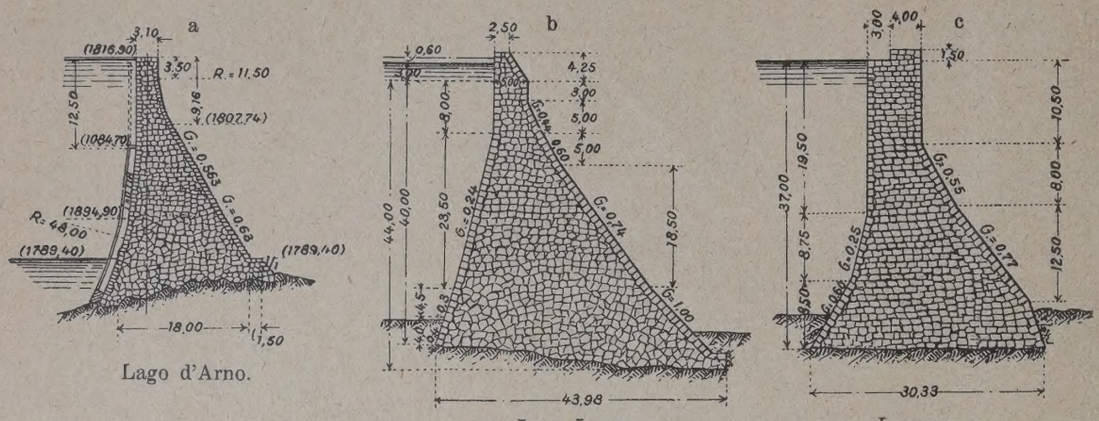
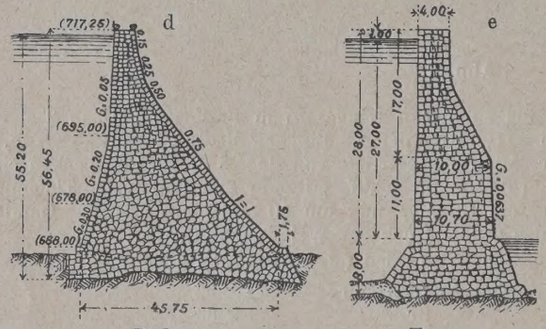


Abb. 3.



schnitt sind die für größere Stauhöhen gebauten Mauern von Lago d'Arno, Lago Lungo, Lavezze, Badana und Torre (Abb. 3a bis e).

Übergehend zu den Sperren aus Trockenmauerwerk können wir feststellen, daß diese sich in Italien vor einigen Jahren eine Zeitlang besonderer Beliebtheit erfreuten: Amerikanische Beispiele wie — um nur die bedeutendsten zu nennen — die Mauern von Lower Otay, Morena, Strawberry, die Hoffnung, bei Ausführungen im Gebirge und in den Kolonien damit erhebliche Ersparnisse erzielen zu können, sowie die Überzeugung, bei dieser Bauart sicher zu sein gegen unliebsame Überraschungen durch den Auftrieb und die Folgen der Erdbeben, machten ihr trotz lebhafter Gegnerschaft aus Fachkreisen zahlreiche Ingenieure geneigt. Immerhin haben in der Tat die damit gemachten Erfahrungen erwiesen, daß dieser Staumauertyp — technisch und wirtschaftlich keinesfalls ideal — in gewissen geeigneten Fällen von Vorteil und bisweilen da ausführbar sein kann, wo andere Bauarten nicht in Frage kommen.

Das Hauptkennzeichen der italienischen Trockenmauersperren ist ihr aus der Besonderheit der Ausführung entstandenes Profil. Im Gegensatze zu den amerikanischen Ausführungen aus großen, unregelmäßig geschichteten Blöcken, bei denen durch Mauerbogen ein festeres Gefüge und durch flache Neigung genügende Standsicherheit erzielt werden müssen, wurden diese Trockenmauern in Italien unter möglichster Vermeidung von Bogen sorgsam von Hand in natürlichem Verbande geschichtet, haben dadurch besseres Gefüge und größere Standsicherheit und konnten deshalb in sparsameren Abmessungen ausgeführt werden.

Ein bemerkenswertes Beispiel dieser spezifisch italienischen Bauart ist die Hone-Sperre (Abb. 4a) mit 37 m Gesamt- und 33 m Stauhöhe und 150 000 m³ Mauermasse. Eine Besonderheit dieses Baues besteht in der Entwässerungsanlage innerhalb der Verkleidung an der Wasserseite, eine weitere in dem leichten Betonüberzuge des Bodens unter dem eigentlichen Mauerwerk, dessen unterste Schichten außerdem in Mörtel verlegt sind. Als weniger bedeutende Ausführungen stellen sich die Trockenmauersperren von Vargno, Lago Vannino und Devero dar (Abb. 4b bis d).

(Schluß folgt.)

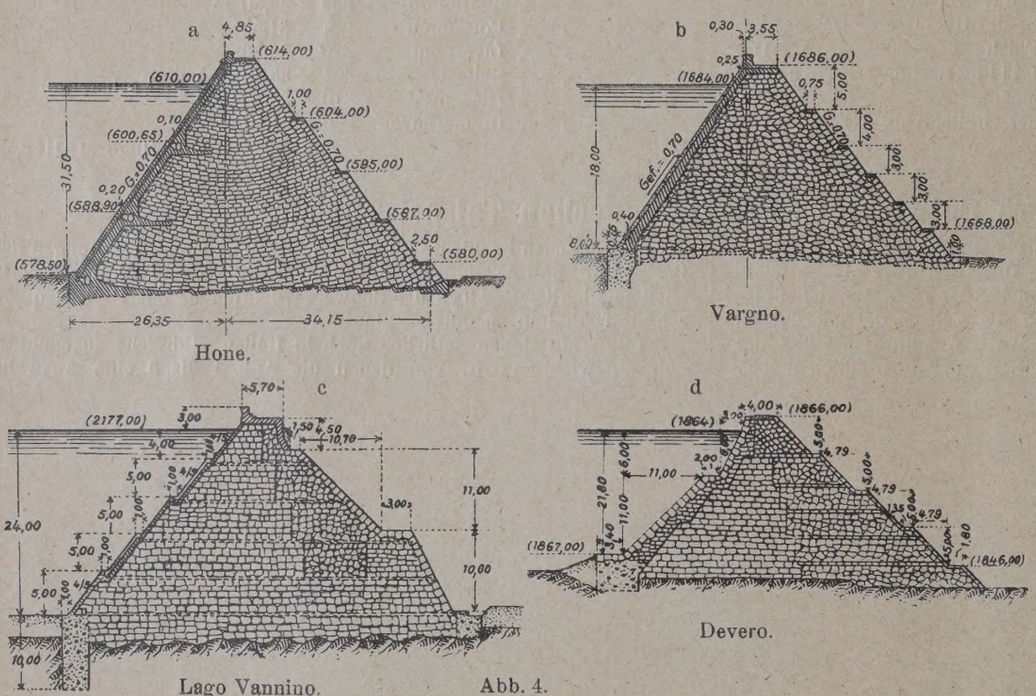


Abb. 4.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. Januar ausgegebene Heft 1 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Walter Curt Behrendt: Zum Bauproblem der Zeit. Stadtbaurat Berg: Das städtische Wasserkraftwerk an der Süderoder in Breslau. Architekt J. J. P. Oud: Wohnungsbau des Auslandes.

Betriebsaufnahme bei der Mittleren Isar. Die Großwasserkraftanlagen der Mittleren Isar sind in ihrem ersten Ausbau nun so weit vollendet, daß in zwei Krafthäusern, Finsing und Aufkirchen, im Dezember 1924 mit der Energie-Erzeugung begonnen werden konnte. Damit ist auch die Lieferung der Wasserkraft-Elektrizität an das Bayernwerk aufgenommen worden. Das dritte der zum ersten Ausbau gehörigen drei Krafthäuser, Eitting, dürfte bis zum Frühjahr 1925 ebenfalls mit dem Betrieb einsetzen können, so daß die Gesamtanlagen des ersten Ausbaues in absehbarer Zeit zum Vollbetriebe werden übergehen können.

Handelt es sich also vorerst auch nur um eine teilweise Betriebsaufnahme, so kündet die Nachricht hiervon doch einen weiteren Schritt zur Vollendung der wohl derzeit großzügigsten Wasserkraft-Unternehmung auf deutschem Boden. Die wirtschaftliche Bedeutung der Betriebsaufnahme der Mittleren Isar nach $5^1/_2$ jähriger Bauzeit liegt darin, daß die Mittlere Isar im Dreiverbande der staatlichen Großkraftwerke (Walchenseewerk — Mittlere Isar — Bayernwerk) eine der Hauptsäulen darstellt, auf der sich die Bayerische Landes-Energieversorgung aufbaut. Bereits im ersten Ausbau der Mittleren Isar beziffert sich die jährliche Stromerzeugung auf 350 Mill. kWh.

Der Vollausbau sieht eine Länge des Werkkanals vom Isarwehr bei Oberföhring bis zum Ausgleichweiher bei Moosburg von 53,7 km mit vier eingebauten Kraftstufen vor:

bei Finsing (Nutzgefälle h zwischen 12,3 und 8,5 m, i. M. 11,0 m)
Aufkirchen (h = 26,3 bis 26,6 m, i. M. 26,4 m)
Eitting (h = 24,9 bis 26,1 m, i. M. 25,3 m)
Pfrombach (h = 20,1 bis 22,1 m, i. M. 21,1 m)

Der erste Ausbau mit seinen bereits genannten drei Kraftstufen hat eine Kanallänge von 38,9 km und ein Nutzgefälle von insgesamt 62,7 m. In seiner Anfangsstrecke ist der Kanal für eine Wasserführung von 150 m³/Sek. bemessen; unterhalb des Kraftwerkes Finsing ist er auf eine solche von 125 m³/Sek. berechnet. Seine Wasserspiegelbreite schwankt zwischen 23 und 34 m, seine Wassertiefe zwischen 4,5 und 7 m. Solange der Vollausbau nicht durchgeführt ist, wird das Wasser durch einen seitlichen Abstecher vom Kanal, den unterhalb des Kraftwerkes Eitting abzweigenden 5,6 km langen Semptflutkanal, zur Isar zurückgeleitet.

Der Inbetriebsetzung ist eine sorgfältige Erprobung der Anlagen vorausgegangen. Das bei Oberföhring erbaute Isarwehr, das die Isar um 4,45 m über M. W. staut, hat schon gelegentlich der großen Hochwasser zu Beginn des Jahres 1924 die Probe seiner Widerstandskraft glänzend bestanden. In den letzten Wochen galt es, den Werkkanal auf seine Wasserhaltung zu erproben. Die am 2. November 1924 eingeleitete Füllung des Kanals wurde unter sorgfältiger Beobachtung täglich um 5 cm gesteigert, wobei durch das Wasser eine allmähliche Dichtung der mit Betonauskleidung versehenen Innenböschung bewirkt wurde. Trotz der großen Länge des Kanals und trotzdem dieser auf weite Strecken mit seinem Wasserspiegel über dem Gelände liegt, haben sich die Anlagen voll bewährt. Auch die Erprobung der neuen Kraftmaschinen (die Turbinen wurden von der Firma Fritz Neumeyer A.-G., München-Freimann, geliefert) hat gute Ergebnisse gezeitigt.

Es bleibt zu wünschen, daß es die wirtschaftlichen Verhältnisse ermöglichen, dem ersten Ausbau unmittelbar den Vollausbau der Mittleren Isar folgen zu lassen. Dieser umschließt noch die Schaffung eines 7 km langen und 1 km breiten Speicherweihers von 34,7 Mill. m³ Gesamtfassungsraum zwischen Isarwehr und Kraftwerk Finsing, eine 14,8 km lange Schlußstrecke des Werkkanals nebst dem vierten Kraftwerk Pfrombach sowie den Bau eines Ausgleichweihers hinter dem untersten Kraftwerk vor dem Kanalauslauf zur Isar. Der Umstand, daß die hierzu nötigen Baugelder bisher nicht mit der wünschenswerten Leichtigkeit zu beschaffen waren, darf keinesfalls auf eine dauernde Verstümmelung des so großzügigen Unternehmens hinauslaufen, zumal gerade die noch fehlende Speicherfähigkeit der Mittleren Isar einen wesentlichen Teil ihrer hohen wirtschaftlichen Bedeutung für die Energieversorgung Bayerns ausmacht. Mdt.

Ausbesserung einer gußeisernen Bogenbrücke. Bei La Voulte südlich von Lyon kreuzt die Eisenbahn zwischen Livron und Privas die Rhône auf einer alten gußeisernen Bogenbrücke mit fünf Öffnungen von je 55 m Spannweite. Die Brücke stammt aus dem Jahre 1861 und war im Laufe der Zeit in einen Zustand geraten, der Bedenken erregte. Die gußeisernen Bogenteile hatten Sprünge bekommen, was auf die allzu große Steifigkeit der ebenfalls gußeisernen Querverbände zurückgeführt wird. Der Verkehr über die Brücke war daher nur noch mit Einschränkungen möglich. Schon vor dem Kriege war ein Neubau geplant, bei dem der Bogen durch einen neuzeitlichen Balkenträger ersetzt werden sollte, der Krieg verhinderte aber die Ausführung. Nach dem Kriege waren die Mittel für einen Neubau nicht aufzubringen, und man entschloß sich daher zu einer Ausbesserung der Brücke, bei einem Bauwerk so veralteter Bauart ein eigenartiger Gedanke, der auch in eigenartiger Weise durchgeführt worden ist. Man hat die bestehende Brücke teils durch Einhüllen in Beton, teils durch Hinzufügen von Stahlgliedern verstärkt.

Die Brückenglieder mit Sprüngen und namentlich auch die gußeisernen Querverbände zwischen den Hauptträgern wurden gegen stählerne Fachwerkteile ausgewechselt. An anderen Stellen wurden Rund- und Formeisen eingelegt und in Beton eingehüllt. Um dabei die nötige Haftfestigkeit des Betons zu erzielen, wurden die Eisenteile vorher mit einem Sandstrahlgebläse abgeputzt. An anderen Stellen wurden die gesprungenen Teile durch Lichtbogenschweißung ausgebessert. Dieses Verfahren wurde namentlich auch bei den Geländerpfosten angewendet; diese wiesen Risse auf, denen auf andere Weise schwer beizukommen gewesen wäre. Bei den Instandsetzungsarbeiten wurde überdies das Gleis um etwa 60 cm gehoben, und die seitlichen Fußwege mußten diese Bewegung mitmachen. Infolgedessen mußten auch die Geländer um das gleiche Maß aufgehöht werden, und auch hierzu wurde das Schweißverfahren angewendet, indem man auf die Pfosten Aufsatzstücke aufschweißte, die durch eine Handleiste verbunden wurden.

Die Brücke hat äußerlich ihr altes Bild behalten. Sie wurde nach Beendigung der Instandsetzungsarbeiten durch Befahren mit drei zusammengekuppelten Lokomotiven der Bauart 2 C 1, den schwersten, die es in Frankreich gibt, mit einer Geschwindigkeit von 45 km/Std. befahren, ohne daß unerwünschte Bewegungen auftraten. Die Geschwindigkeit war allerdings nicht groß, es kommt aber auch im Betriebe keine höhere vor, weil die Züge wegen der Nähe des Bahnhofs La Voulte beim Befahren der Brücke bereits gebremst sind. — Die Kosten der Aufbesserung haben 2 Mill. Fr. betragen. Wkk.

Schienenbefestigung auf Betonschwellen. Eine einfache, leicht lösbare und sichere Befestigung von Schienen auf Eisenbetonschwellen verwendet die Bangor Railway & Electric Company in Bangor, Me. (U. S. A.). Wie wir der Zeitschrift „Electr. Ry. Journ." vom 8. November 1924 entnehmen, ruhen die Schienen unmittelbar auf dem Beton der Schwelle, deren Querschnitt demjenigen hölzerner Schwellen entspricht und nach Abb. 1 eine Aussparung zur Aufnahme

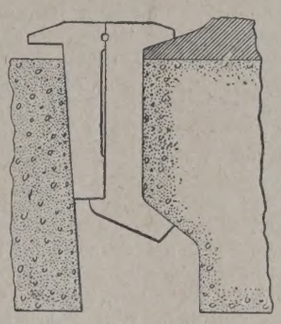


Abb. 1.

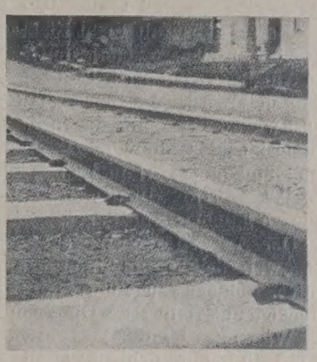
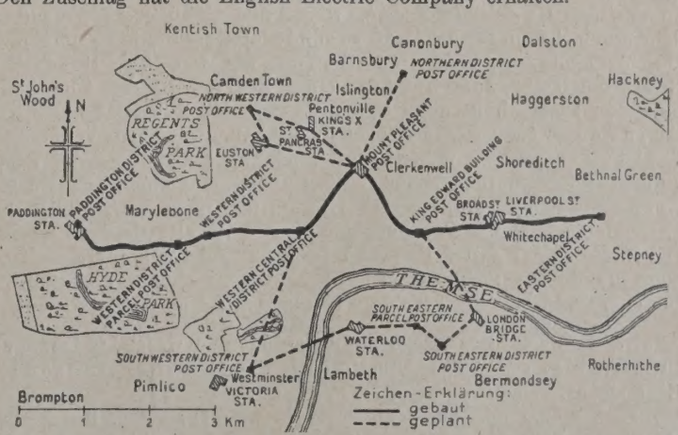


Abb. 2.

der aus zwei Teilen bestehenden Klemmbolzen besitzt. Gestalt und Verwendung der Klemmbolzenteile sind aus der Abbildung ohne weiteres ersichtlich: der äußere, kleinere Bolzenteil drückt beim Eintreiben die beiden Nasen des innern oben und unten fest gegen Schiene und Schwelle; sitzen beide Teile gehörig fest, so werden sie durch einen in die oben sichtbare runde Öffnung eingeführten Haltestift verbunden. Der äußere Eindruck der Verbindung geht aus Abb. 2 hervor; der Bericht hebt ihr gefälliges Aussehen und ihre der üblichen Schienenbefestigung auf Holzschwellen in nichts nachstehende Sicherheit hervor. Ki.

Röhrenbahn für die Post in London. Mit der Auftragerteilung zur Fertigstellung einer Röhrenbahn für den Postdienst in London hat ein neuer, bemerkenswerter Abschnitt des Untergrundbahnwesens begonnen. Die wichtigste Neuerung des Planes ist die Abschaffung aller Zugbegleitmannschaft und die rein mechanische Steuerung der Züge.

Die Anfänge des Entwurfs gehen über zehn Jahre zurück. Die Zwischenzeit ist ausgefüllt gewesen mit zahlreichen Versuchen auf einer Probebahn in Woolwich über die zweckmäßigste Spurweite, Steigung, Krümmung und andere bauliche Dinge sowie mit der Erprobung der vorgeschlagenen Betriebsmittel. Der endgültige Entwurf der Post war deshalb auch in Einzelheiten schon baureif, die Ausschreibung hat keinerlei wesentliche Änderungsvorschläge erbracht. Den Zuschlag hat die English Electric Company erhalten.



Die Tunnelröhre selbst ist schon geraume Zeit fertig. Für die Ausbauarbeiten fehlten jedoch die Mittel. Die Gesamtlänge der Untergrundbahn, die sich in Ostwestrichtung von Whitechapel bis Paddington erstreckt, beträgt nach einem Berichte der Times Engg. Supplement vom 20. September 1924 6½ engl. Meilen, rd. 10,4 km. Die Abbildung zeigt den Grundriß in Beziehung zu einigen bemerkens-

werten Stellen des Stadtplanes von London. Beiläufig sei erwähnt, daß sich das Gebiet zwischen Hyde Park und Regents Park etwa mit Charlottenburg vergleichen läßt, also noch ein sehr lebhaftes Verkehrsgebiet darstellt.

Beim Bau der Tunnel sind keine besonderen Schwierigkeiten aufgetreten. Die mittlere Tiefe der Tunnelröhren unter Oberfläche schwankt zwischen 21 und 24 m. An mehreren Stellen mußten die anderen Tiefbahnen noch unterfahren werden. Die Stationen sind im Plane angegeben. Es sind im ganzen acht. Die Tunnelröhre hat einen Kreisquerschnitt von 9 engl. Fuß = 2,75 m l. W. In den Stationen ist der Querschnitt im allgemeinen auf 7,63 m erweitert. An einer Stelle ist ein Inselbahnsteig vorgesehen. Auf drei Stationen (den mittleren im Plan) ist auf künftige Erweiterung und Einführung von Zweiglinien Rücksicht genommen worden. Dabei würden auch zwei Unterfahrungen der Themse in Frage kommen. Die Postbahn wird durchweg zweigleisig und besitzt 0,61 m Spur.

Als Betriebskraft dient Elektrizität, die als Drehstrom von 6300 V mit 50 Perioden geliefert und zum Bahnbetriebe und zum Betriebe von Aufzügen, Kippern, Lüftung und Beleuchtung in Gleichstrom umgewandelt wird. Als Betriebsmittel werden zunächst 90 Stück eiserne Motorwagen beschafft, die in Zügen oder einzeln laufen und je 500 kg Nutzlast tragen können. Die Wagen sind zweiachsig mit 3,2 m Radstand und haben 4,1 m Länge, über die Puffer gemessen, 1,5 m Höhe und 0,9 m Breite. In der Mittelstation Mount Pleasant ist eine Wagenhalle vorgesehen worden.

Der Antrieb der Wagen geschieht elektrisch. Jeder Wagen ist mit zwei Gleichstrommotoren ausgerüstet. Der Stom wird mittels dritter Schiene zugeführt, die in einzelne, voneinander isolierte Strecken unterteilt ist. Die Spannung kann so abgestuft werden, daß die Wagengeschwindigkeit etwa 24 und 56 km/Std. beträgt. Die stromzuführende Schiene kann auf den Stationen vom Fahrleiter stromlos gemacht werden. Im übrigen werden die einzelnen Abschnitte selbsttätig stromlos gemacht, sobald ein Zug den rückliegenden Abschnitt verläßt. Der vorwärtsliegende Abschnitt wird gleichzeitig eingeschaltet. Zwischen zwei Zügen liegt stets ein stromloser Abschnitt als Sicherungsstrecke.

Alle Umformeranlagen sind zur Sicherheit doppelt beschafft worden.

Gefahren werden können zwei Arten von Zügen: durchlaufende und solche, die an allen Stationen halten. Für beide Zugarten sind bestimmte Schaltarten vorgesehen, so daß die Fahrleiter auf den Stationen nicht im einzelnen mitwirken müssen. Die jeweilige örtliche Lage eines Zuges und die Anzeige, ob der Zug durchlaufen oder halten soll, wird dem Bediensteten durch Leuchtzeichen auf einem Plane bekannt gegeben. Hierauf führt dieser bestimmte einfache Schaltgriffe aus und braucht sich dann um den Zug im einzelnen nicht mehr zu kümmern. Alles weitere besorgt der Zug dann selbst. Das Zugsicherungsverfahren entspricht in den Grundzügen dem Signalsystem auf manchen Hauptbahnen, nur mit dem Unterschiede, daß an Stelle der Signale Schalter bedient werden zur Zuführung von Strom in gewisse Streckenabschnitte.

Um einen Zug auf einer Station zum Halten zu bringen, folgt auf die stromführenden Tunnelabschnitte, auf denen er etwa mit 54 km/Std. Geschwindigkeit fährt, ein stromloser Abschnitt, so daß die Geschwindigkeit herabgeht. Darauf folgt eine Stromstrecke für 13 km/Std. und darauf der stromlose Stationsabschnitt. Durch selbsttätige Bremsung kommt hier der Zug zum Stehen. Halten und Anfahren werden außerdem durch Neigung der Strecke vor und hinter der Station unterstützt. Durchfahrende Züge passieren die Stationen mit etwa 13 km stündlicher Geschwindigkeit. Zum Anfahren eines Zuges wird der vom Zuge besetzte Gleisabschnitt unter Spannung von 440 V gesetzt. Das Betahren von Zweiggleisen geschieht in der entsprechenden Weise.

Die Anlagen zur Weiterbeförderung und Behandlung der Postgüter auf den Stationen sind weitestgehend maschinell eingerichtet worden. Aufzüge, Förderbänder, Rutschen, Kipper usw. bilden die Verbindung mit den Postämtern. Alles wird elektrisch betrieben. Die Leistung der neuen Postbahn ist bei einem Zweiminutenverkehr zunächst auf 45 t Postgüter in einer Stunde berechnet. Für künftige Erweiterungen ist reichlich Sorge getragen worden. Gläsel.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg, veranstaltet eine Vortragsreihe über „Neuerungen im Eisenbau". Das Programm ist folgendes:

1. Montag, den 26. Januar 1925, Herr Dipl.-Ing. Rein vom Deutschen Eisenbau-Verband über „Neuere Versuchsergebnisse im Eisenbau".

2. Montag, den 2. Februar 1925, Herr Direktor Erlinghagen von der Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen, über „Bemerkungen zur Geschichte des Werkstoffes für Eisenbauten und die neueren Bestrebungen betreffend die Verwendung eines hochwertigen Baustahls".

3. Montag, den 9. Februar 1925, Herr Oberingenieur Becher von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg-Gustavsburg über „Neuere Eisenwasserbauten auf dem Gebiete des Wehrbaues".

4. Montag, den 16. Februar 1925, Herr Oberingenieur Schellewald von der Brückenbauanstalt C. H. Jucho, Dortmund, über „Neuere Montage-Methoden im Eisenbau".

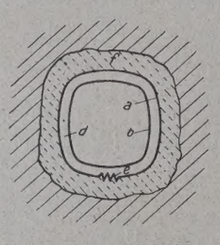
Sämtliche Vorträge finden in der Technischen Hochschule zu Charlottenburg, Saal 358, von 5½ Uhr ab statt und werden durch Lichtbilder unterstützt. Nach den Vorträgen findet eine Aussprache statt.

Eintrittskarten zur Deckung der Unkosten für Mitglieder 0,50 R.-M. für Nicht-Mitglieder 1 R.-M. und für Studierende 0,20 R.-M. für jeden Vortrag am Eingang des Saales oder vorher beim Pförtner der Technischen Hochschule und bei der Geschäftstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Verfahren zum Auskleiden von Bauwerken mit Beton. (Kl. 5c, Nr. 388285, v. 3. 4. 1921, Dr.-Ing. Max Pernt in Wien und August Wolfsholz in Berlin-Schöneberg). Um Druckstollen, Brunnen und ähnliche unter innerem Überdruck stehende Bauwerke mit Beton auszukleiden, wird die aufgebrachte, noch frische Betonschicht unter einen gleichen oder höheren Druck als den später im Bauwerk herrschenden Arbeitsdruck gesetzt, wodurch die Auskleidung fugenlos, drucksicher und dauernd von Rissen freibleibend gestaltet wird. Man benutzt eine Schalung mit aufweitbaren Wänden, die auf einer zweiten Schalung ruht und gegen die äußere Schalung abgedichtet wird, so daß ein Ringraum zwischen den beiden Schalungen entsteht. Nun wird der Hohlraum zwischen äußerer Schalung und den Gebirgswänden durch Beton oder Mörtel ausgefüllt, sodann werden die aus Luftschläuchen bestehenden Dichtungsringe aufgepumpt, und der Druckraum wird unter so hohen Luft- oder Wasserdruck gesetzt, daß er dem künftigen Wasserdruck im Druckstollen mindestens gleichkommt. Infolge dieses Druckes auf die äußere Schalung gibt diese samt der Liderung nach und drückt den frisch eingebrachten Beton gegen die Gebirgswände. Man läßt den Beton einige Zeit unter diesem Druck stehen und entfernt nach dem Aufhören des Druckes auf Dichtungsringe und Druckraum die innere Schalung, während man die äußere Schalung erst später abnimmt oder sie dauernd im Stollen oder dergl. sitzen läßt.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahnoberräte Wiskott, Düsseldorf, als Mitglied zur R. B. D. Essen und Fehling, Essen, als Mitglied zur R. B. D. Berlin; die Reichsbahnräte Dr. jur. Henning, Stralsund, zur R. B. D. Schwerin (Meckl.), Warnke, Uelzen, zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Marenbach, Schwerin (Meckl.), als Mitglied zur R. B. D. Trier, Kümmerlen, Stuttgart, als Vorstand zum Verkehrsamt Rottweil, Fahrner, Brügge (Westf.), als Vorstand zum Betriebsamt Wesel, Lenth, Simmern, als Vorstand zum Betriebsamt Lauterbach (Hess.), Geier, Düsseldorf, zur Oberbetriebsleitung West in Essen, Pfennings, Köln-Deutz, als Vorstand zur Bauabteilung Köln, Dr.-Ing. Haase, Köln, zum Betriebsamt 1 Köln-Deutz, Garben, Hirschberg (Schles.), als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Halle (Saale), Sautter, Ravensburg, zur R. B. D. Stuttgart, Kett, Hall, zur Bauinspektion Ravensburg, Donath, Flöha, als Vorstand zum Bauamt II Leipzig, Krüger, Leipzig, als Vorstand zum Bauamt Flöha, Zillinger, Leipzig, zum Bauamt Pirna und Kretzschmar, Bautzen, zum Neubauamt Ebersbach.

Übertragen ist: den Reichsbahnräten Brunner, Potsdam, die Stellung als Werkdirektor beim Ausbesserungswerk Potsdam, Schäfer, Cottbus, die Stellung als Werkdirektor und Fortlage, Cottbus, die Stellung als Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk Cottbus.

INHALT: Über einen bemerkenswerten Entwurf vom letzten Wettbewerb für die Sydney-Brücke. — Die Vergrößerungsbauten des Hafens von Havre. — Die neuere Entwicklung des italienischen Talsperrenbaues. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Betriebsaufnahme bei der Mittleren Isar. — Ausbesserung einer gußeisernen Bogenbrücke. — Schienenbefestigung auf Betonschwellen. — Röhrenbahn für die Post in London. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

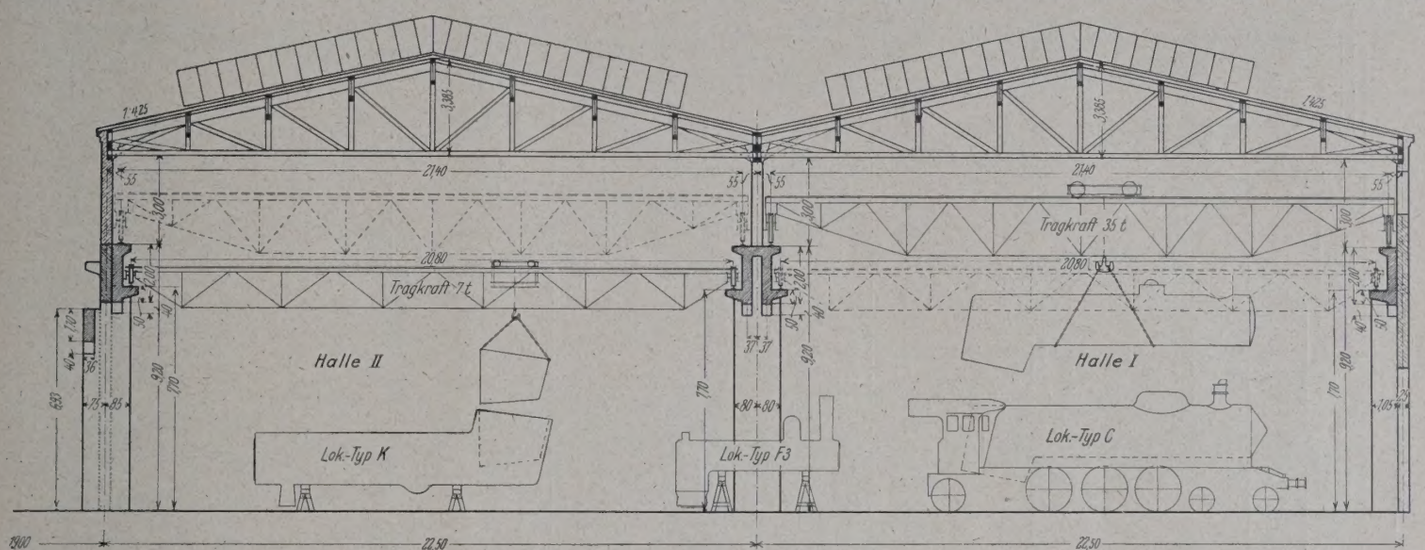
3. Jahrgang | BERLIN, 23. Januar 1925 | Heft 4

Alle Rechte vorbehalten.

Kesselschmiede Eßlingen.[1]

Von Oberbaurat Dr.-Ing. **K. Schaechterle**, Stuttgart.

Für die Lokomotivwerkstätte Eßlingen ist in den Jahren 1920 bis 1922 eine neue Kesselschmiede als vierschiffiger Hallenbau mit 14 Aufstellungsgleisen zur Aufnahme von 42 Kesseln samt den erforderlichen Bearbeitungsmaschinen gebaut werden. In den beiden großen Hallen (Abb. 1) von 76,50 m Länge und 22 m Weite werden Lokomotivkessel ausgebessert, in den zwei kleineren Seitenhallen von 10 m Weite sind die Werkzeugmaschinen für die Nebenarbeiten aufgestellt. Vier Arbeitsstände sind mit durchgehenden, die übrigen in der Mitte und an den Enden je mit kleineren Arbeitsgruben versehen. Die Hallen werden von 35-t-Kranen zum Heben ganzer Maschinen bestrichen, darunter laufen 7-t-Krane zum Versetzen von Einzelteilen.



[1]) Zugleich Fortsetzung aus Jahrg. 1924, Heft 48. — Die Aufsätze des Verfassers in der „Bautechnik“ über Ingenieurholzbauten bei der Reichsbahndirektion Stuttgart werden demnächst zusammengefaßt als erweiterter Sonderdruck im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erscheinen.

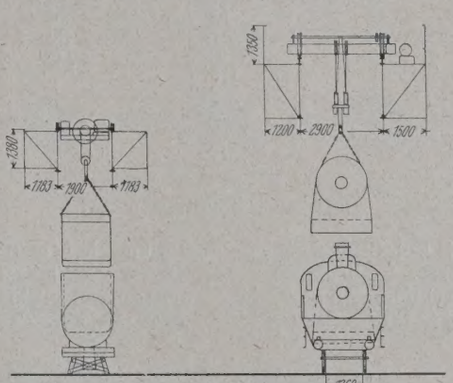


Abb. 1. Querschnitt durch die großen Hallen der Kesselschmiede Eßlingen.

Um ganze Kessel über die im Hauptraum aufgestellten Lokomotiven frei hinweg heben zu können, mußte die Kesselschmiede außergewöhnlich hoch gebaut werden. Die Dachkonstruktionsunterkante liegt 12,20 m, der First 15,75 m über Schienenoberkante; die zwei Seitenhallen für Werkstättenzwecke sind niedriger, der Lichtraum ist 8,6 m hoch. Die Achsteilung des Gebäudes mußte entsprechend dem Gleisabstande zu 5, 10 oder 15 m angenommen werden. Bei 5 und 10 m Teilung kam für die Stützen und Kranbahnträger Eisenbetonausführung in Betracht. Die Raumbeschränkung durch die massigen Säulen und die starken Trägerquerschnitte konnten bei der Art des Betriebes ohne erhebliche Nachteile in Kauf genommen werden, so daß allein die Kosten für die Wahl der Bauweisen ent-

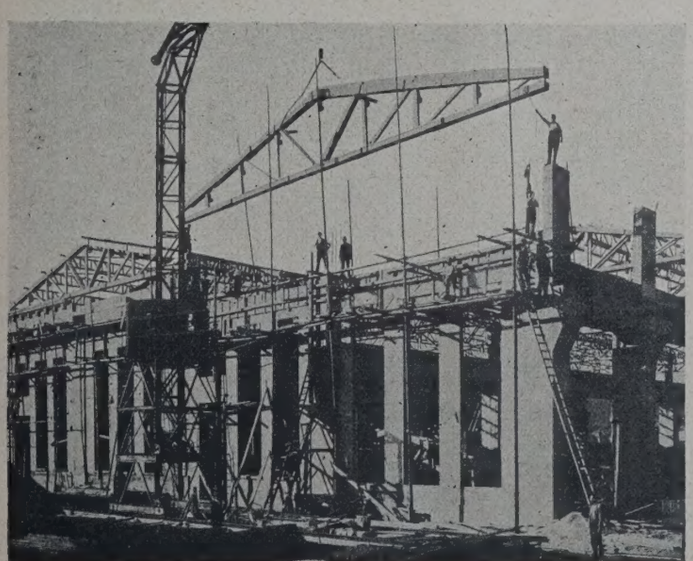


Abb. 2.

Abb. 3.

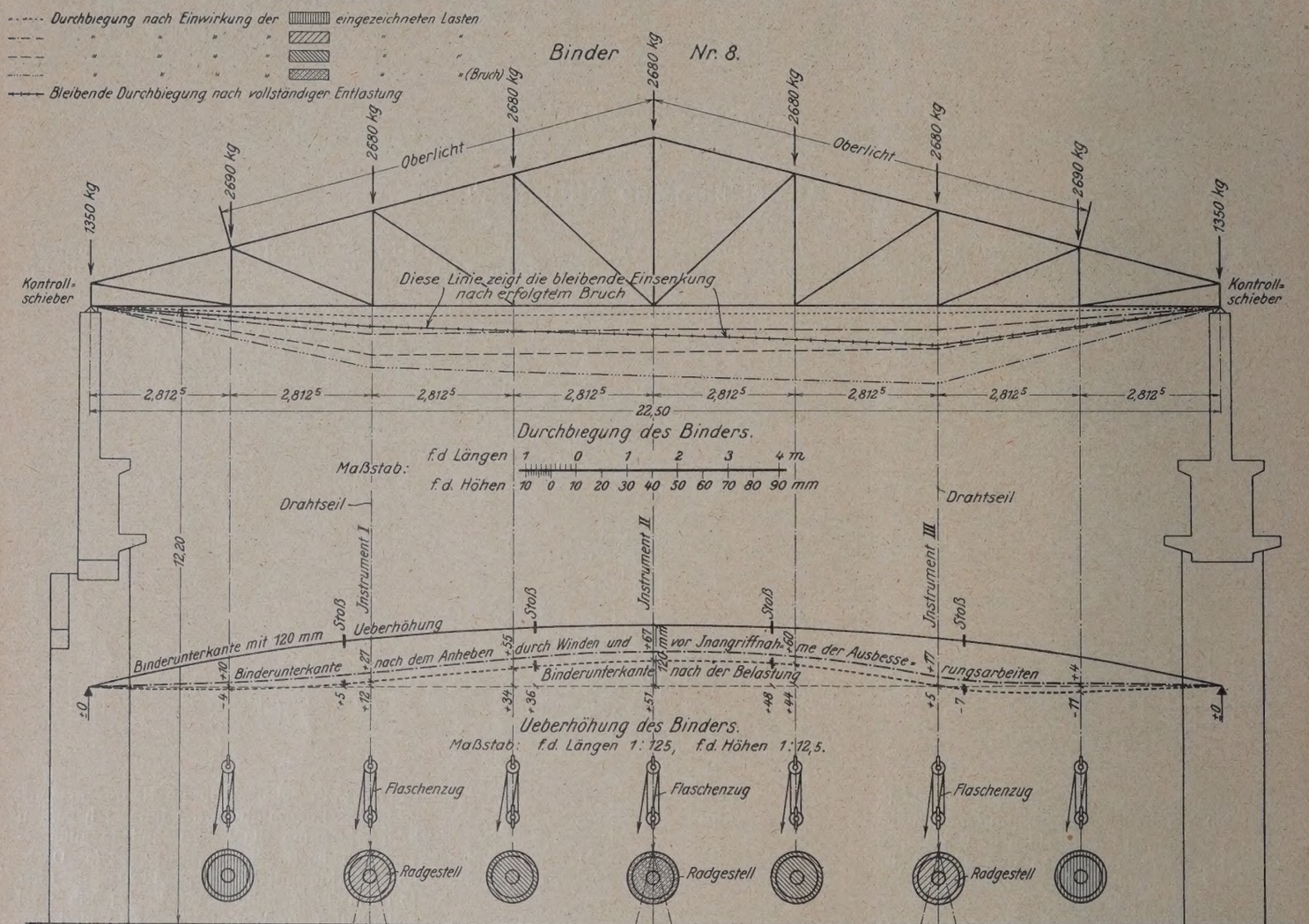


Abb. 4. 1. Belastungsprobe.

scheidend waren. Für das weitgespannte Dach war Holzausführung bedeutend billiger als jede andere Bauweise. Stützen, Kranbahnträger und Dach bilden ein für sich stehendes Konstruktionsgerippe. Die Seitenwände des Gebäudes sind nur Füllung und wurden aus großen fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonplatten zusammengebaut, mit den Stützen und Trägern verankert. Auf bauliche Änderungen und Erweiterungsmöglichkeit der Anlage ist bei allen Einzelheiten Rücksicht genommen worden. Zur Belichtung der Räume dienen Fenster in den

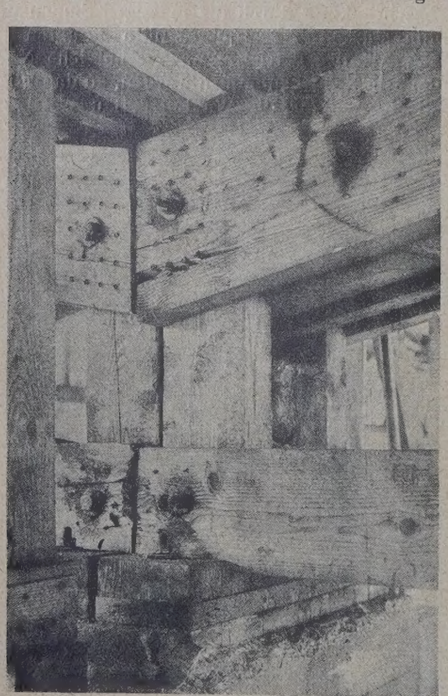


Abb. 6. Rißbildung am Obergurt über dem Auflager.

Abb. 7. Haupthalle im Betriebe.

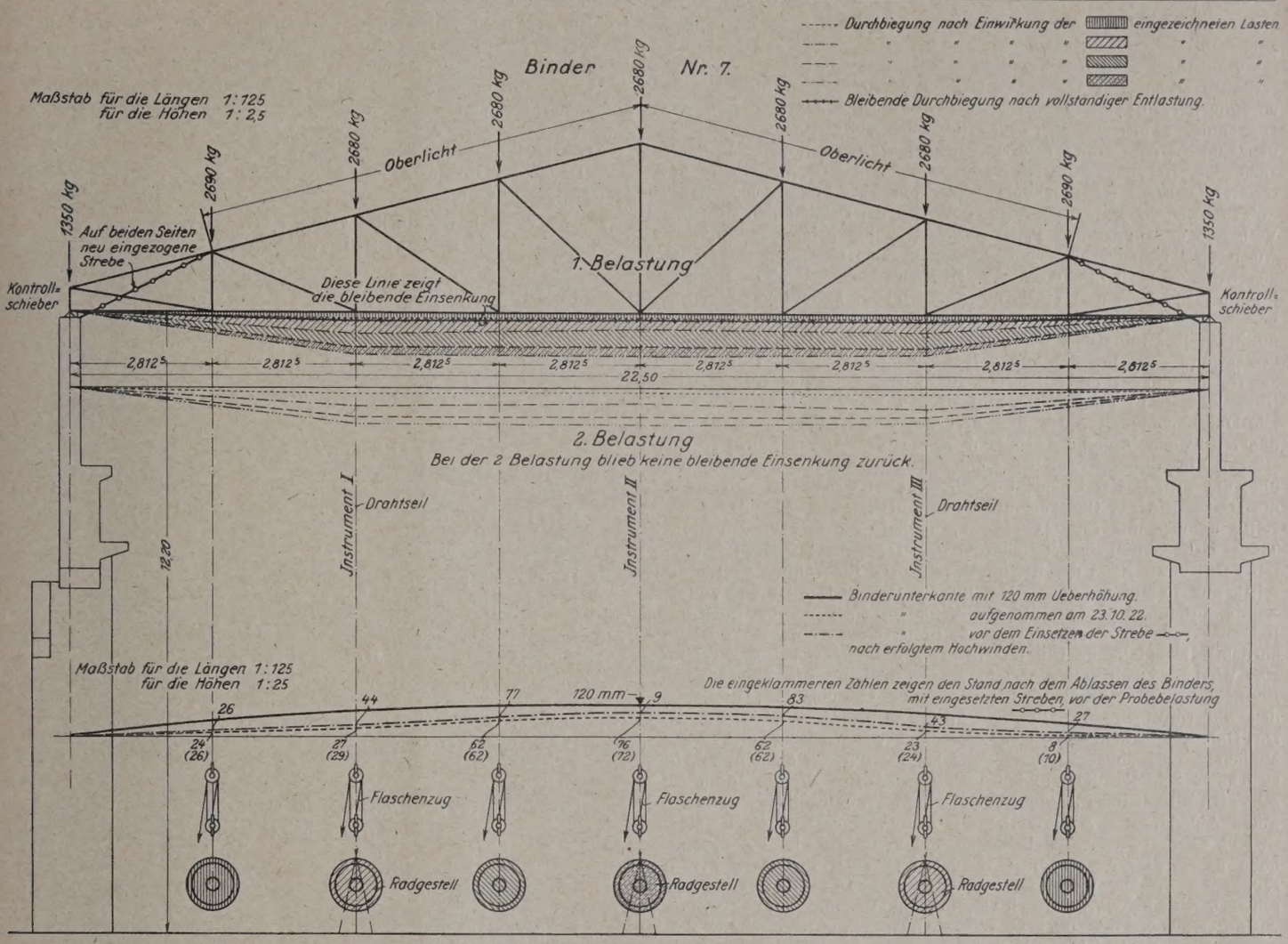


Abb. 5. 2. Belastungsprobe nach der Verstärkung.

Seitenwänden und in die Dachhaut eingeschnittene Raupenoberlichter von 2,1 bezw. 1,8 m Breite. In jedem Bundfelde befinden sich zwei gleichgerichtet zur Binderachse eingesetzte Raupen. Die Lichtöffnungen in den Dachflächen ergeben zusammen 1210 m², d. h. rund 24,5 % der Gesamtdachgrundfläche. Zur Wärmehaltung ist die Unterfläche der aus Sparren, Schalung und Doppelklebepappe bestehenden Decke mit Tektondielen verkleidet. Das Dachtragwerk wurde in Meltzer-Bauart entworfen und durch den Zimmermeister Haug, Großsachsenheim, geliefert und aufgestellt.

Die Dreieckfachwerkbinder sind der einfachen Satteldachform mit Dachneigung 1:4 angepaßt. Die Systemhöhe der 22,5 m weit gespannten Holzbinder beträgt in der Mitte 3,15 m, über den Auflagern 0,5 m. Mit Rücksicht auf den Zusammenbau und die Aufstellung sind Doppelbinder verwendet worden. Bei den zwei Seitenhallen von je 10 m Spannweite wurde ein über beide Hallen durchlaufender einfacher Fachwerkbinder gewählt, dessen First über der Mittelstütze liegt. Die Systemhöhe dieser Binder im First beträgt 1,65 m, über den Auflagern 0,35 m. Die Binder über den Haupthallen wurden mit 12 cm über den Seitenhallen mit 3 cm Überhöhung abgebunden. Die 10 m weitgespannten Parallelfachwerkpfetten mit 0,875 m Systemhöhe sitzen auf Konsolen der Binderpfosten und sind mit 8 cm Überhöhung abgebunden worden. In den Giebelfeldern ist zwischen den Bindern in Obergurthöhe je ein gekreuzter Windverband angeordnet. Die Gitterpfetten kamen fertig abgebunden zur Baustelle. Die einfachen Seitenhallenbinder wurden in zwei Teilen, die Doppelbinder der Haupthallen in sechs Teilen auf die Baustelle verbracht, dort zusammengesetzt und mit Standbaum und Standwinde hochgezogen. Das größte Gewicht eines einfachen Binders betrug 4000 kg. Die Aufrüstung des Holztragwerks (Abb. 2 u. 3) ging erstaunlich rasch vonstatten. Für die Auf-

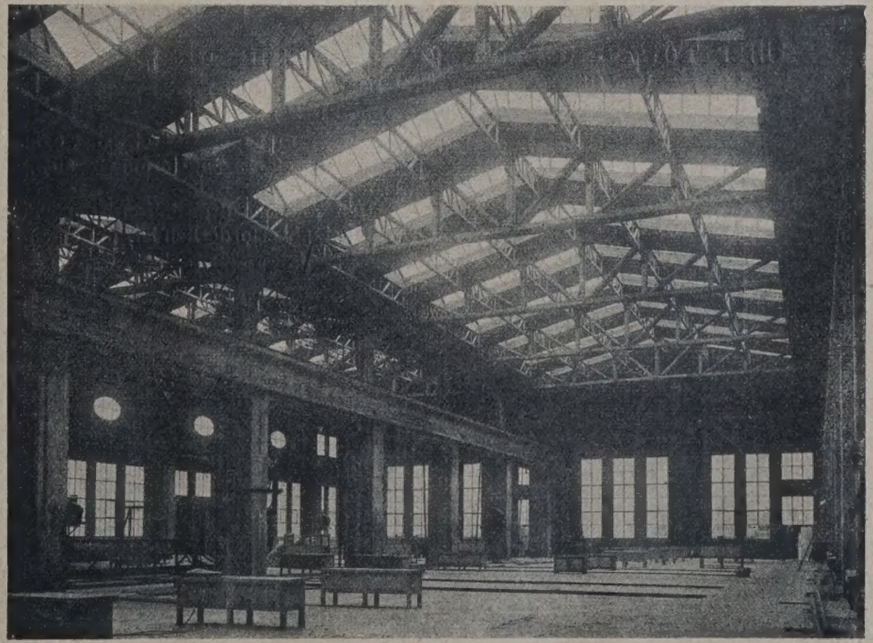


Abb. 8. Innenansicht.

stellung der Binder und Pfetten wurden 28 Tage mit nur 15 Arbeitern gebraucht.

Eine Eigenart der Meltzer-Bauweise besteht darin, daß die theoretischen Stabachsen aus praktischen Gründen nicht in einen Punkt zusammengeführt werden. Gegen die ausmittigen Anschlüsse der Diagonalen, namentlich aber gegen die flachen Diagonalenanschlüsse in den Endfeldern wurden beim Entwurf Bedenken erhoben. Die entstehenden Nebenspannungen lassen sich wohl näherungsweise berechnen, bei der Eigenart der Meltzer-Bauweise können jedoch die Folgen nicht vorausgesehen werden. Wegen der Unsicherheit über das Verhalten der Binder und Pfetten unter den ungünstigen Belastungen wurden Belastungsproben vorgenommen. Die Lastenanordnung ist aus Abb. 4 u. 5 zu ersehen. Die entsprechend einer Schneelast von 75 kg/m² und einer Windlast von 21 kg/m² Dachgrundriß bemessenen Belastungsgewichte wurden an die einzelnen Knotenpunkte mit Drahtseilen unter Einschaltung von Flaschenzügen angesetzt und nacheinander von den Auflagern nach der Trägermitte zu freigemacht. Hierbei wurden für jeden Belastungszustand die Einsenkungen in Trägermitte und in den Viertelpunkten gemessen. Die Durchbiegungen unter den drei äußeren Lasten gaben zu Bedenken keinen Anlaß. Auffallend waren von Anfang an nur die starken Einsenkungen bei den Knotenpunkten im Trägerviertel. Als aber die Mittellast freigemacht wurde, trat mit krachendem Geräusch ein starker Riß am Obergurt über dem Auflager ein (Abb. 6), gleichzeitig nahmen die Einsenkungen sprunghaft zu und erreichten in Trägermitte 28 mm, im Viertelpunkt gegen den beschädigten Trägerteil zu 31 mm. Nach der Rechnung sollte die Einsenkung in Trägermitte nur 15 mm betragen. Der Riß im Obergurt unter der Vollast wurde durch die photographische Aufnahme festgehalten. Nach der Entlastung gingen die Durchbiegungen auf etwas mehr als die Hälfte zurück. Der klaffende Riß im Obergurt über dem Auflager schloß sich wieder. Die sofort eingeleitete Untersuchung des beschädigten Endknotenpunktes ergab als unzweifelhafte Ursache des Aufreißens den außermittigen Anschluß der hochbeanspruchten Enddiagonale. Das Holz war von einwandfreier Beschaffenheit. Während bei anderen ähnlich durchgebildeten Trägern und an den übrigen Knotenpunkten sich keine Schäden zeigten, hat im vorliegenden Falle die durch die schmalen Eisenbetonstützenauflager und die Traufausbildung bedingte kurze Ablängung der Gurtstäbe das Aufreißen entlang einer Faserschicht begünstigt. Als weiterer Mangel kann die niedrige Systemhöhe am Auflager bezeichnet werden, die auch die starken Einsenkungen in den Viertelpunkten bedingte. Die Verstärkung der schwachen Stelle wurde durch Gegendiagonalen und durch teilweise Ausfütterung des Endfeldes zu einem vollwandigen Querschnitt vorgenommen, wobei gleichzeitig die Binder durch Winden vom Laufkran an so weit angehoben wurden, bis der Untergurt in Trägermitte eine Überhöhung von 14 mm zeigte. Nach Beendigung der Verstärkungsarbeiten an sämtlichen Bindern wurde eine zweite Belastungsprobe vorgenommen. Die Ergebnisse waren wesentlich günstiger als das erste Mal, wenn auch wieder die rechnungsmäßig ermittelte Durchbiegung in Trägermitte von 15 mm bis um 3 mm, d. h. um 20 % überschritten wurde. Die bleibende Einsenkung betrug 10 Minuten nach vollständiger Entlastung 3,5 mm. Bei wiederholter Belastung erreichte die größte Durchbiegung gerade den rechnungsmäßigen Wert mit 14,5 mm. Eine Zunahme der bleibenden Einsenkung trat nicht ein. Äußerlich sichtbare Risse, Einpressungen oder sonstige Veränderungen an den Holzteilen konnten nicht festgestellt werden. Wagerechte Verschiebungen und Formänderungen am Auflager wurden nicht beobachtet.

Über den Holz- und Eisenverbrauch geben die nachfolgenden Zahlen Aufschluß:

I. Haupthallen von 22,5 m Spannweite.

a) Holzverbrauch:

1. Binder	0,0325	m³	für 1	m²	Dachgrundriß
2. Pfetten	0,0130	„	„ 1	„	„
3. Sparren	0,0190	„	„ 1	„	„
4. Dachschalung (unterbrochen durch die Oberlichter)	0,0190	„	„ 1	„	„
5. Windverband und Verstrebungen	0,0008	„	„ 1	„	„
zus.	0,0843	m³	für 1	m²	Dachgrundriß

b) Eisenverbrauch:

1. Binder, Stahlstifte	30,5	kg	für 1 m³
Eisenzeug (Schrauben usw.)	19,0	„	„ 1 „
2. Pfetten, Stahlstifte	57,4	„	„ 1 „
Eisenzeug	13,3	„	„ 1 „
3. Sparren, Nägel	5,0	„	„ 1 „
4. Dachschalung, Drahtstifte	10,0	„	„ 1 „
5. Windverband und Verstrebungen	5,0	„	„ 1 „

II. Seitenhallen von 10 m Spannweite.

a) Holzverbrauch:

1. Binder	0,0164	m³	für 1	m²	Dachgrundriß
2. Pfetten	0,0140	„	„ 1	„	„
3. Sparren	0,0200	„	„ 1	„	„
4. Dachschalung (unterbrochen durch die Oberlichter)	0,0200	„	„ 1	„	„
5. Windverband und Verstrebungen	0,0006	„	„ 1	„	„
zus.	0,0710	m³	für 1	m²	Dachgrundriß

b) Eisenverbrauch:

1. Binder, Stahlstifte	30,1	kg	für 1 m³
Eisenzeug	19,6	„	„ 1 „
2. Pfetten, Stahlstifte	52,2	„	„ 1 „
Eisenzeug	12,2	„	„ 1 „
3. Sparren, Nägel	5,0	„	„ 1 „
4. Dachschalung, Drahtstifte	10,0	„	„ 1 „
5. Windverband und Verstrebungen	4,0	„	„ 1 „

III. Anstrichflächen in der Haupt- und Seitenhalle.

1. Binder	28	m²	für 1 m³
2. Pfetten	48	„	„ 1 „

Alle Rechte vorbehalten.

Über Tore und Schützen für Schiffschleusen.

Von Oberregierungsbaurat **Loebell**, Berlin.

(Schluß aus Heft 55, Jahrg. 1924.)

Es läßt sich nicht immer erreichen, daß beiderseits der Zylinderschützen (Abbild. 29) gleichgroße Wassermengen einströmen. Es entstehen vielfach Wellenbildungen am Umfang der Zylinderschützen, die Bewegungen der Schützen zur Folge haben, wodurch die Rollenführungen stoßweise beansprucht werden. Bei der viereckigen Form der Schützen lassen sich Bewegungen der Schützen durch Wellen- und Wirbelbildungen vermeiden, wenn die Schützen etwas höher gehoben werden, so daß der erforderliche Einlaufquerschnitt schon an der vorderen Stirnwand erzielt werden kann. Es ist dann nur die Vorderwand der Schützen dem strömenden und wirbelnden Wasser ausgesetzt, und diese bietet so wenig Angriffsfläche, daß von den Wasserwirbeln Erschütterungen auf das Schütz nicht übertragen werden können.

Den anderen drei Seiten des Schützes wird nur so viel Wasser zugeleitet, als erforderlich ist, um einen statischen Gegendruck zwecks

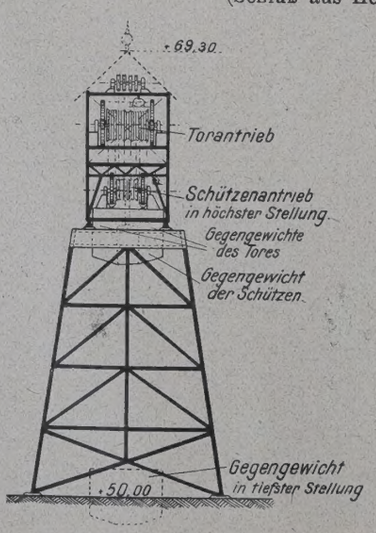


Abb. 9. Seitenansicht von *L*.

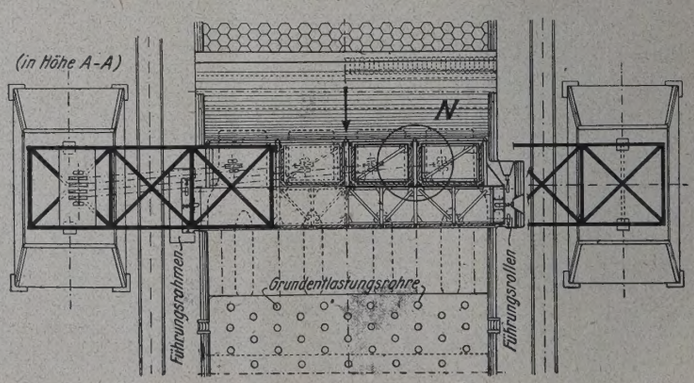


Abb. 10. Grundriß.

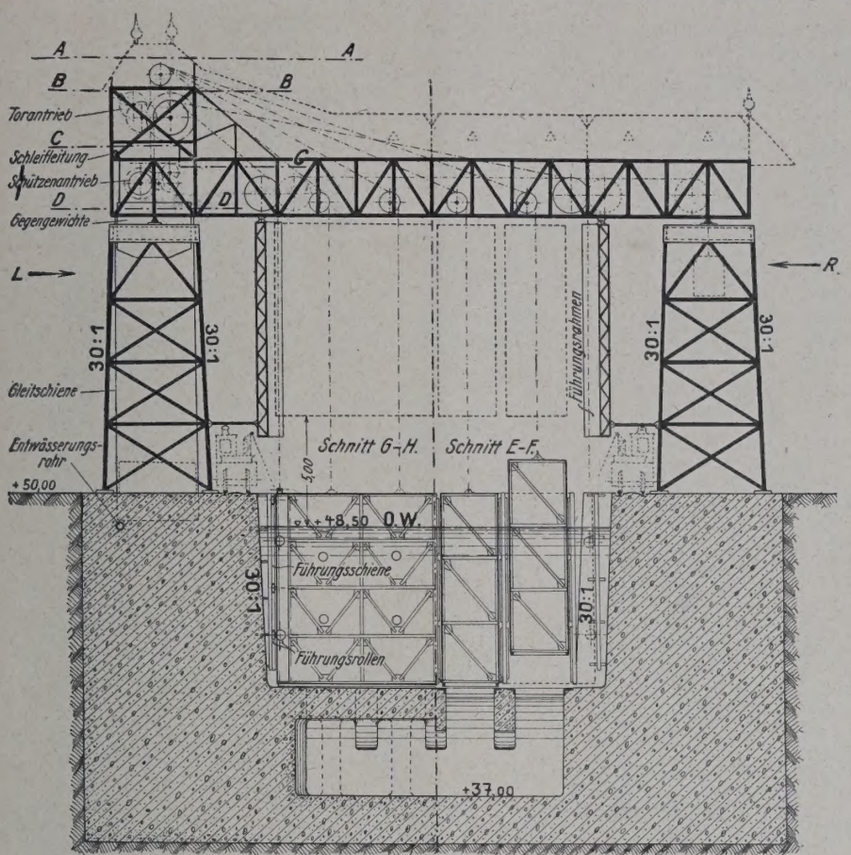


Abb. 7. Aussicht vom Unterwasser (teilweise im Schnitt).

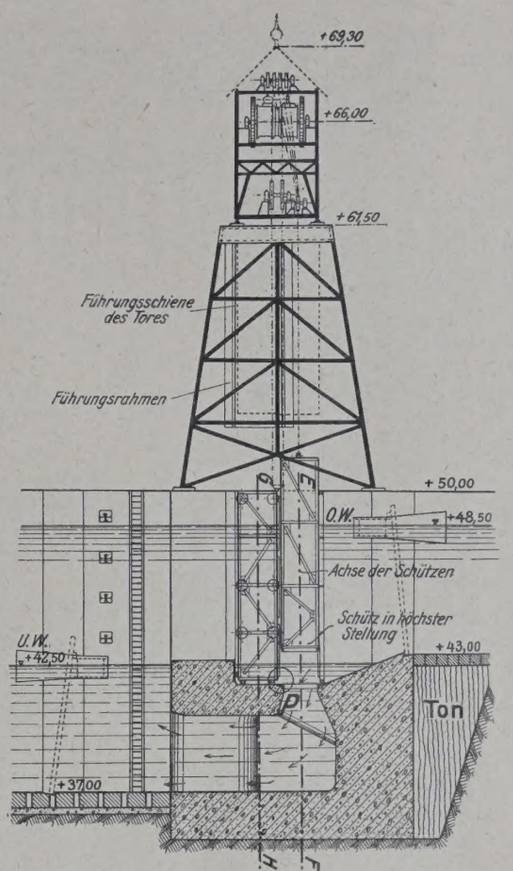


Abb. 8. Seitenansicht von *R* (teilweise im Schnitt).

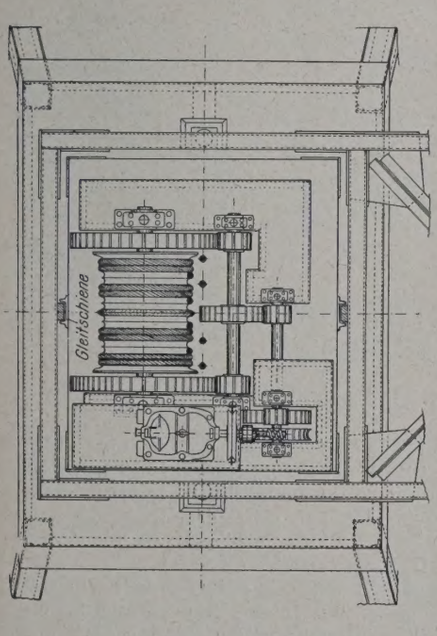


Abb. 11. Blick auf den Schützenantrieb (in Höhe *C—C*).

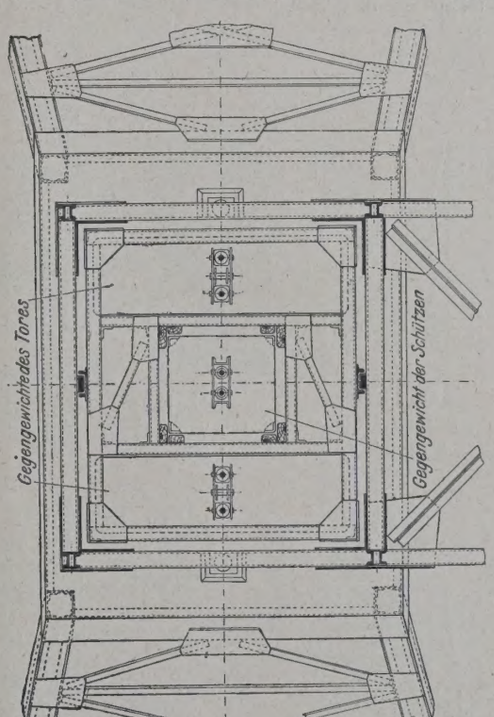


Abb. 12. Blick auf die Gegengewichte (in Höhe *D—D*).

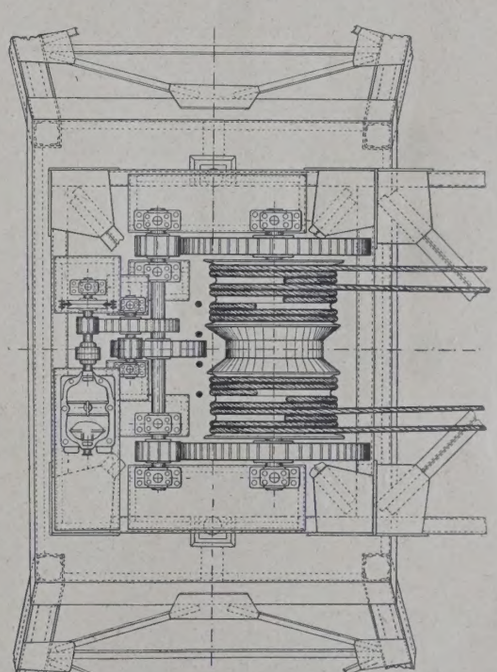


Abb. 13. Blick auf den Torantrieb (in Höhe *B—B*).

Verminderung der Reibungen in den Führungen zu erzeugen. Es muß also zu diesen Flächen mehr Wasser zuströmen können, als durch den Spalt zwischen den drei unteren wagerechten Führungshölzern der Schützen (Abb. 14) und den Führungswänden nach unten abfließen kann, wobei eine beträchtliche Saugwirkung zu berücksichtigen ist.

Die Rohrschützen im Obertor setzen sich auf viereckige Rohre auf, die in den Oberdrempel eingelassen sind. Die auf diesen Rohren vorzusehenden Sitzringe sind so breit, daß nach den Bewegungen des Tores beim Anlegen gegen die Anschläge noch genügend Sitzfläche für die Rohrschützen verbleibt, auch wenn sich die Holzbalken der Toranschläge im Laufe der Zeit abgenutzt haben.

Die senkrechten Rohre, denen das Wasser nach dem Heben der Rohrschützen zufließt, sind nur so lang, als die Rücksicht auf die Standfestigkeit dies erfordert, damit die stark beschleunigten Wassermassen nach möglichst kurzem Wege in den größeren Raum unter dem Oberdrempel gelangen. Hier mäßigt sich die Geschwindigkeit der Wassermassen, so daß sie, nachdem sie durch Auftreffen auf

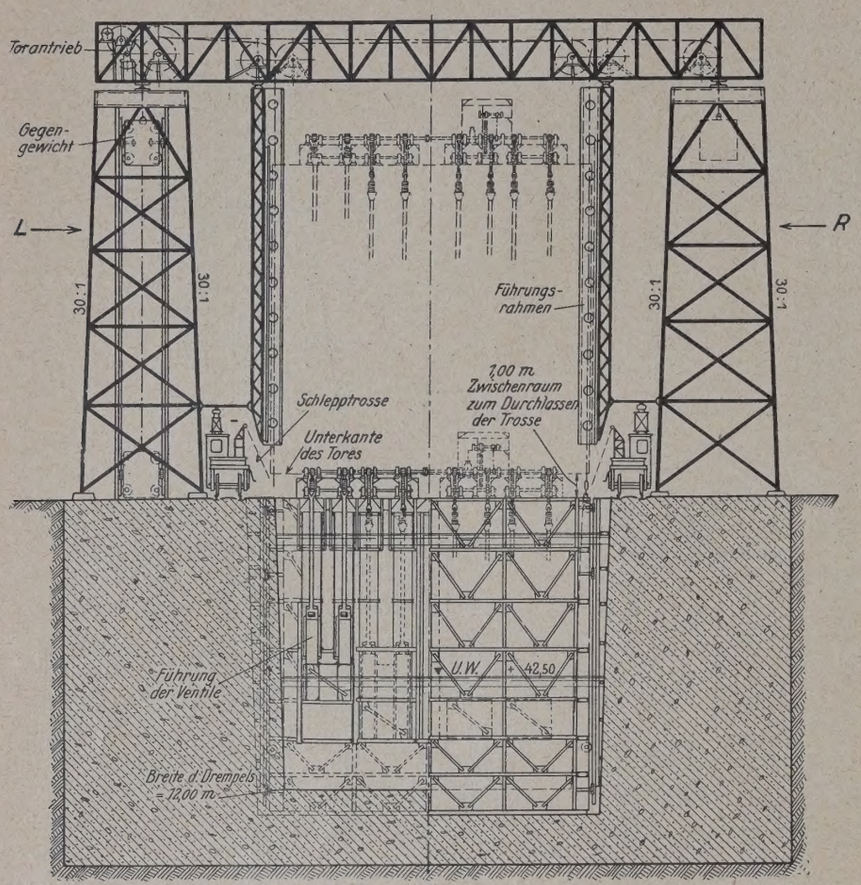


Abb. 15. Ansicht vom Unterwasser (teilweise im Schnitt).

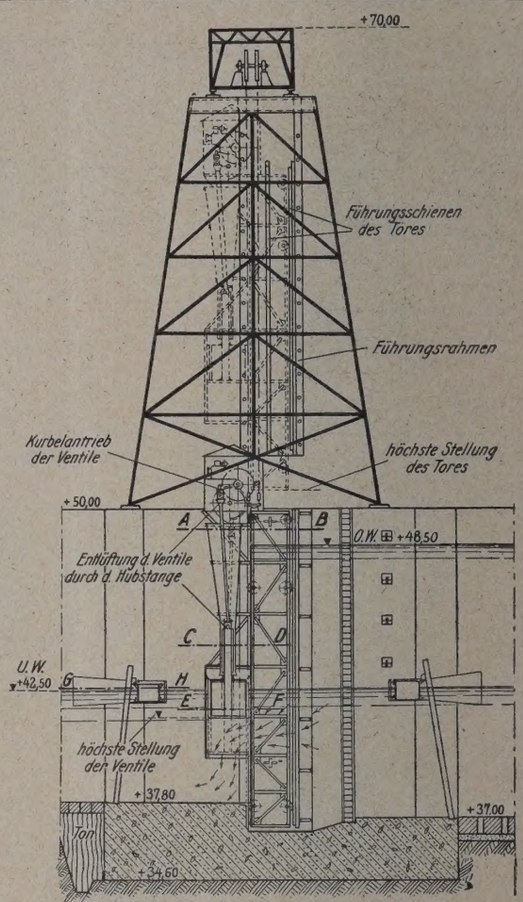


Abb. 17. Seitenansicht von *R* (teilweise im Schnitt).

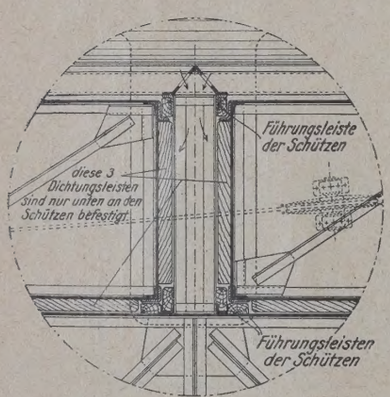


Abb. 14. Führung der Schützen (Punkt *N*).

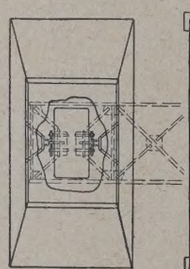
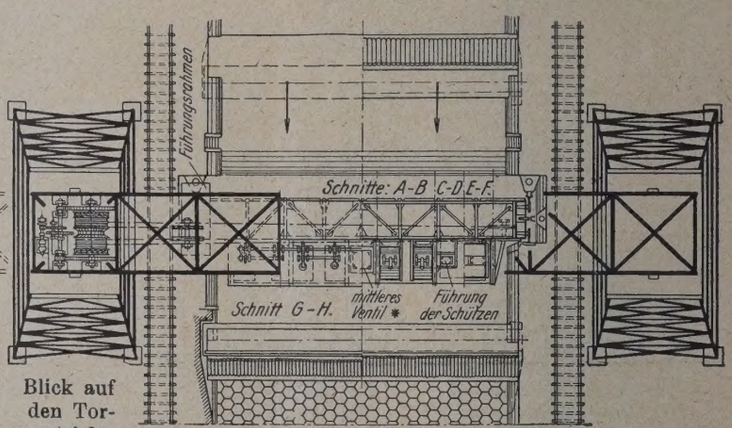


Abb. 18. Blick auf das Gegengewicht mit Führung.



Blick auf den Torantrieb.

Abb. 16. Grundriß.

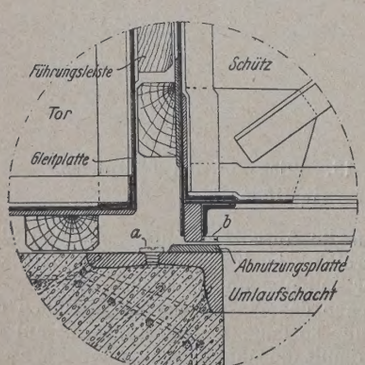


Abb. 14a. Dichtung der Schützen (Punkt *P*).

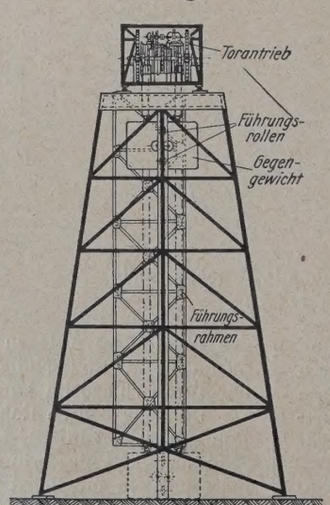


Abb. 19. Seitenansicht von *L*.

den Betonboden zu einer Richtungsänderung um 90° gezwungen sind und ein durch Betonpfeiler gebildetes Beruhigungsgitter durchströmt haben, beim Eintritt in die Schleusenkammer ihre lebendige Kraft zum größten Teil verloren haben.

Für das Unterhaupt (Abb. 15 bis 25) ist die Aufgabe leichter als für das Oberhaupt (Abb. 7 bis 14).

Es ist keine Rücksicht auf die Belästigung tiefliegender Schiffe durch Spritzwasser zu nehmen. Infolgedessen kann das Wasser aus dem Tor unmittelbar in die Haltung ausströmen, wobei seine lebendige Kraft durch Einströmen in einen größeren Querschnitt, durch Auftreffen auf den Betonboden und durch die hiermit erzwungene Richtungsänderung um 90° genügend vermindert wird. In besonderen Fällen kann die Vernichtung der lebendigen Kraft durch den Einbau von Leitblechen unter den Ausströmungsöffnungen, die parallel zur Torachse liegen, und durch Gegeneinanderleiten der aus den einzelnen Ventilen austretenden Wasserströme, sowie durch Aufrauhung des Betonbodens, noch weiter getrieben werden (Abb. 17).

Bei dem gewählten Beispiel würden Rohrschützen im Unterhaupt sehr lang und dadurch unbequem werden. Infolgedessen sind Glockenschützen gewählt. Damit diese frei von jeglichen

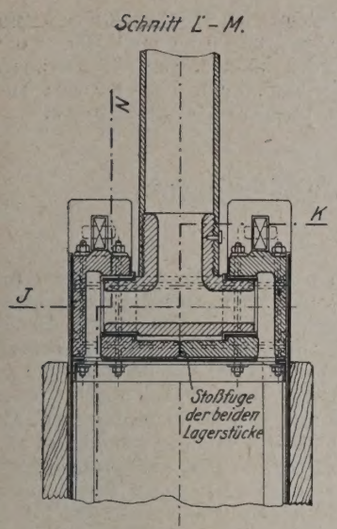


Abb. 20.

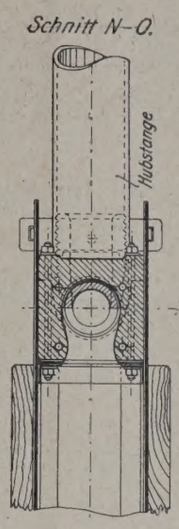


Abb. 21.

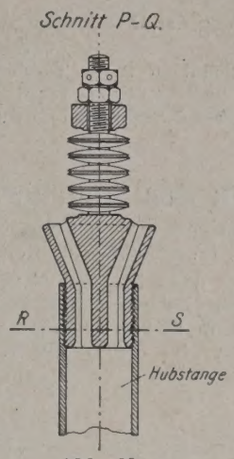


Abb. 23.

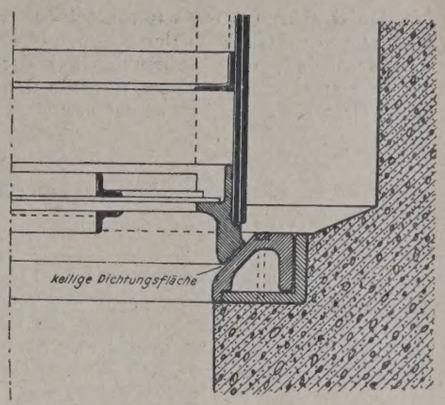


Abb. 28. Zylinderschütz mit keiligen Dichtungsflächen.

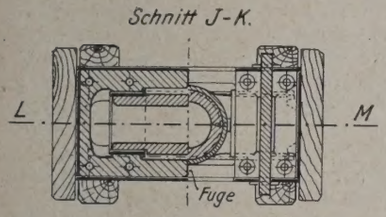


Abb. 22.

Abb. 20 bis 25. Entlüftung der Ventile.

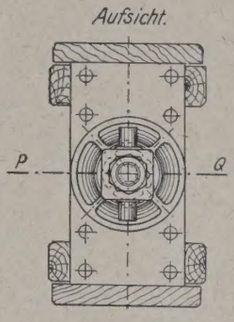


Abb. 24.

Abb. 25.

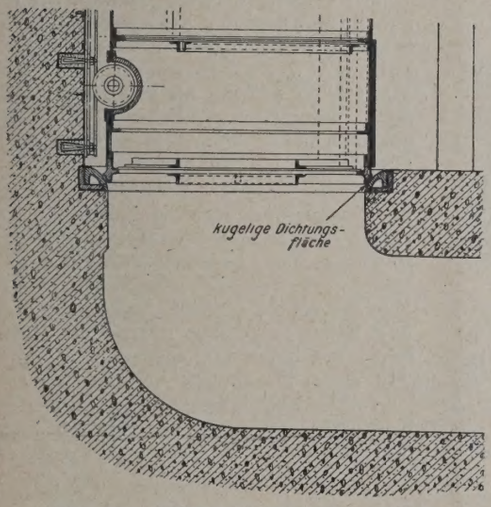


Abb. 26. Zylinderschütz mit kugeligen Dichtungsflächen.

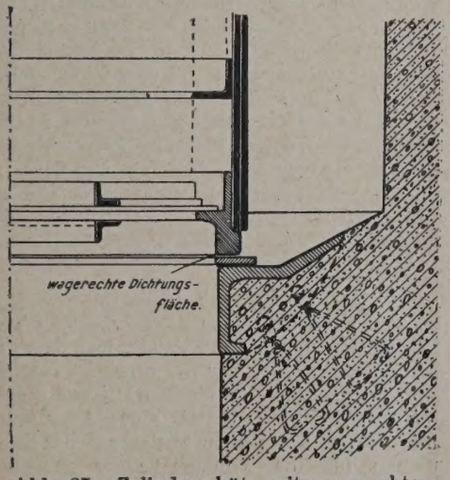


Abb. 27. Zylinderschütz mit wagerechten Dichtungsflächen.

Dichtungen ausgeführt werden können, erhalten die vier Glockenschützen des Untertores einen gemeinsamen Druckraum, der durch ein Rohrschütz (Abb. 15 u. 16) mit dem Unterwasser in Verbindung gebracht wird, bevor die Glockenschützen gehoben werden. Diese sind dann durch den Oberwasserdruck nicht mehr belastet und können mit geringem Kraftaufwand gehoben werden. Voraussetzung ist natürlich, daß durch die Fugen zwischen den Glockenschützen und ihren Führungen nicht mehr Wasser aus dem Oberwasser dem Druckraum zuströmen kann, als durch das Rohrschütz in der Mitte zum Abfluß kommt.

Wie vorher bei den Rohrschützen des Oberhauptes beschrieben ist, wird es auch hier zweckmäßig sein, die Glockenschützen so hoch zu heben, daß es genügt, wenn das Wasser nur von vorn zuströmt. Die Schützen werden dann auch bei stärkster Strömung durch Wasserwirbel nicht geschüttelt werden.

Der Antrieb des Untertores wird zweckmäßig in der gleichen Art geschehen, wie er weiter oben für das Obertor beschrieben ist, jedoch wird für die Schützen ein starrer Antrieb zu wählen sein, weil das Wasser auf die Glockenschützen gewisse Reaktionswirkungen ausüben kann. Zu diesem Zweck sind die Glockenschützen befestigt an Pleuelstangen, die über das Oberwasser hinaus geführt sind. Dort sind diese Stangen an Zahnbogen angeschlossen, die zum Öffnen des Schützes durch einen Motor um fast 180 ° gedreht werden.

Zur Ersparnis von Stopfbüchsen bewegen sich die Pleuelstangen in entsprechend geformten Rohren, die über das Oberwasser hinausreichen. Außerdem können die hohl gedachten Pleuelstangen (Abb. 20 bis 25) durch eine besondere Gestaltung ihrer Köpfe zur Entlüftung der Glockenschützen beim Eintauchen der Tore in das Wasser herangezogen werden.

Der Antrieb der Schützen mittels halben Kurbeltriebes hat den Vorzug, daß das Öffnen langsam beginnt. Beim Auftreten der Schützen auf Fremdkörper könnten aber unerwünscht große Kräfte entstehen, weil der Kurbeltrieb in den Endstellungen nur einen sehr geringen wirksamen Hebelarm liefert. Um derartige Zufallkräfte auf ein für das Getriebe unschädliches Maß herabzusetzen, sind vorgespannte Federn in den oberen Pleuelköpfen angebracht. Diese gestatten auch, den Schließdruck des Glockenschützes mittels des elektrischen Antriebes zu erhöhen. Der Antrieb des Rohrschützes,

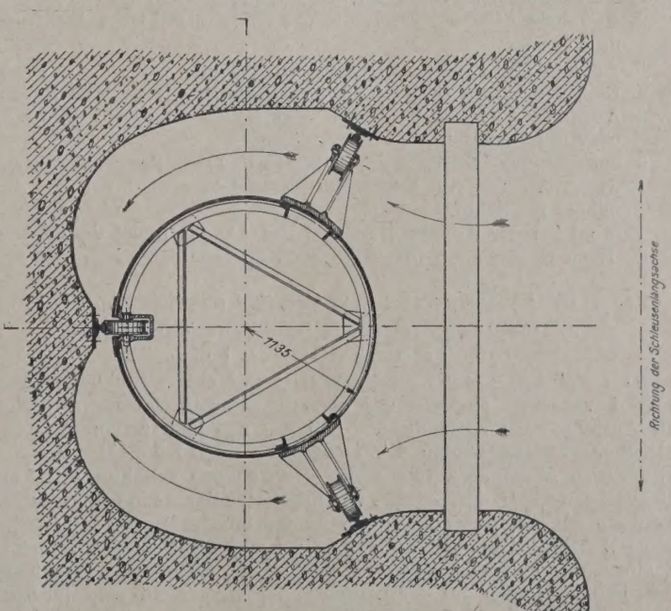


Abb. 29. Führung der Rollschützen des Rhein-Herne-Kanals.

das den Druckraum entlastet, geschieht zur Verminderung der Reserveteile zweckmäßig in der gleichen Weise.

Für Schleusen im Ruhrrevier hat der Einbau der Schützen in die Tore anstatt in besondere Umläufe den Vorteil, daß die Häupter in der Grundfläche kleiner ausfallen und daher mit geringeren Mitteln eine genügende Sicherheit gegen Bergschäden erhalten können. Ein zweiter Vorteil ist der, daß alle Ausbesserungen an den Schützen und Toren über Wasser ausgeführt werden können, so daß Sperrungen für diesen Zweck nicht erforderlich sind, wenn die für solche Ausbesserungen in der Regel benutzten Eissperren nicht eintreten.

Bemerkenswerte Einzelheiten der Speicheranlagen im Berliner Westhafen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Geheimrat **Buhle**, Professor in Dresden.

(Fortsetzung aus Heft 1.)

Die maschinellen Einrichtungen sind derart angeordnet, daß möglichst viele Arbeitsvorgänge gleichzeitig vorgenommen werden können. Trotz deren Vielseitigkeit ist aber die Übersichtlichkeit in hervorragender Weise gewahrt geblieben. Nach Abb. 7 können (in der Hauptsache) nachstehende Arbeiten gleichzeitig ausgeführt werden:

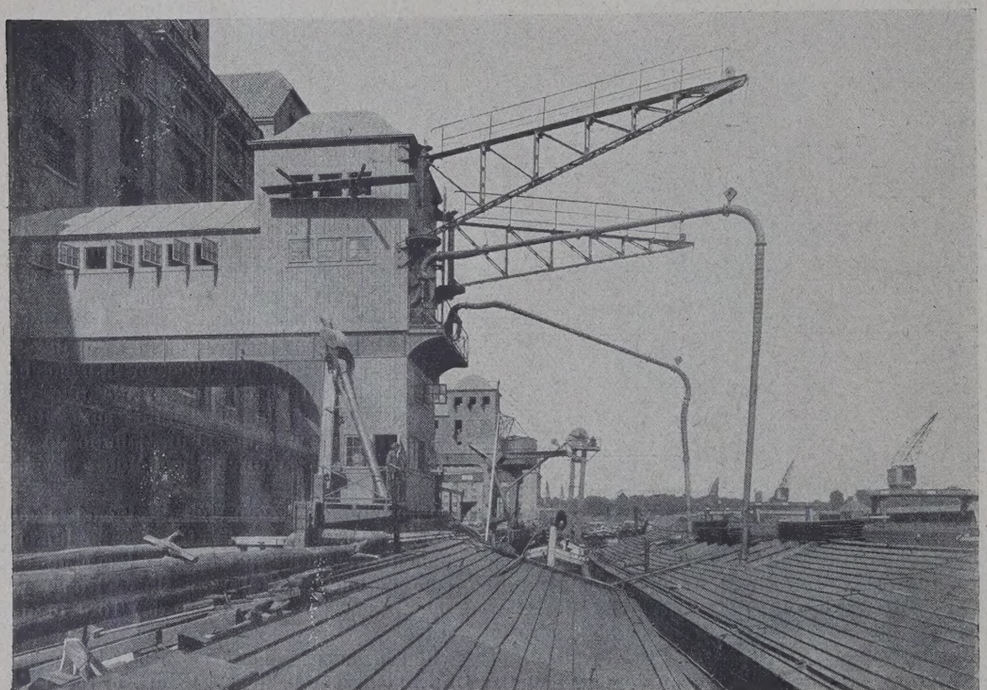


Abb. 8. Einlagerung in den Getreidespeicher (Saugförderanlage in Tätigkeit).

1. Annahme von losem Korn aus Schiffen (mit dem fahrbaren Becherwerk und mit dem fahrbaren Saugförderer [Taf. II]) und Überführung der Ware auf Lager, gegebenenfalls auch sofortige Absackung der Frucht auf der Rampe,
2. Annahme von losem Getreide aus Schiffen mit Hilfe der Krane und Greifer,
3. Annahme von Korn aus Eisenbahnwagen,
4. Umstechen vom Lager nach jedem beliebigen anderen Boden,
5. Abgabe gesackten Getreides vom Boden in Eisenbahnwagen oder auf Fuhrwerk,
6. bei geeigneter Stellung des Saugförderers oder des Schiffsbecherwerks Abgabe von losem Korn vom Lager oder von der Annahme ins Schiff.

Sowohl bei der Annahme wie bei der Abgabe findet Verwiegung statt. Nach Bedarf kann die Ware auch vorgereinigt werden.

B. Annahme von losem Getreide aus Schiffen.

a) Durch das fahrbare Schiffsbecherwerk (Abb. 7 u. 8 u. Taf. II, Abb. 1 u. 2).

Das Halbtor dieses Becherwerks ist mit einem drehbaren Ausleger *A* versehen, an dem der eigentliche Schiffselevator *E* hängt. Die Ausladung ist so bemessen, daß nur aus dem ersten, d. h. unmittelbar am Kai liegenden Schiff gelöscht werden kann. Das Getreide wird durch *E* gehoben, fällt alsdann durch das Teleskop *T* auf ein Hilfsbecherwerk *H* und gelangt von hier unter Benutzung eines kurzen Bandes *o* auf die in der fahrbaren Anlage untergebrachte selbsttätige Wage *W9*. Nachdem das Korn gewogen und verzeichnet ist, wird es in einen unterhalb von Wage *W9* angeordneten Behälter *b* geschüttet. Unterhalb *b* können auf der Rampe *R* der Wasserseite zwei fahrbare Absackwagen *W7* aufgestellt werden, die es ermöglichen, den größten Teil des aus dem Schiffe entnommenen Getreides gleich hier abzusacken und alsdann in Eisenbahnwagen zu verladen. Der überschüssige Teil der Ware (gegebenenfalls auch die ganze Ware, sofern sie eingelagert werden soll) gelangt von dem Behälter *b* in ein bewegliches Ablaufrohr *a*. Dieses wird nun je nach der Stellung des Schiffsbecherwerkes an einem der 46 auf der Rampe *R* befindlichen Anschlußstutzen *s* angeschlossen. An *s* schließen sich Ablaufrohre *r* an, die oberhalb der vier Annahmebänder *B* münden und ihnen das Korn zuführen. Die Annahmebänder *B* sind in einem geräumigen Kanal unterhalb der Rampe *R* aufgestellt und führen das Getreide auf vier Querbänder (Abb. 7), die im Keller des auf Mitte des Gebäudes angeordneten Maschinenhauses (Taf. I, Abb. 4) untergebracht sind. Die beiden oberen dieser Querbänder werfen das Getreide in Ablaufrohre, die es den im Keller aufgestellten Verteilern zuführen. Von hier aus kann die Ware einem beliebigen Hochbecherwerke übermittelt werden. Die beiden unteren Querbänder können die Ware unmittelbar in die Hochbecherwerke überwerfen. Letztere heben das Korn auf den im Turm angeordneten großen Verteiler derselben Bauart, der es auf die gewünschten Einlagerungsbänder leitet. Diese sind je mit einem selbsttätigen Abwurfwagen versehen, und die Ware kann alsdann an jeder beliebigen Stelle abgeworfen und der durch das ganze Gebäude führenden Fallrohranlage (Taf. I, Abb. 1 u. 3) zugeführt werden.

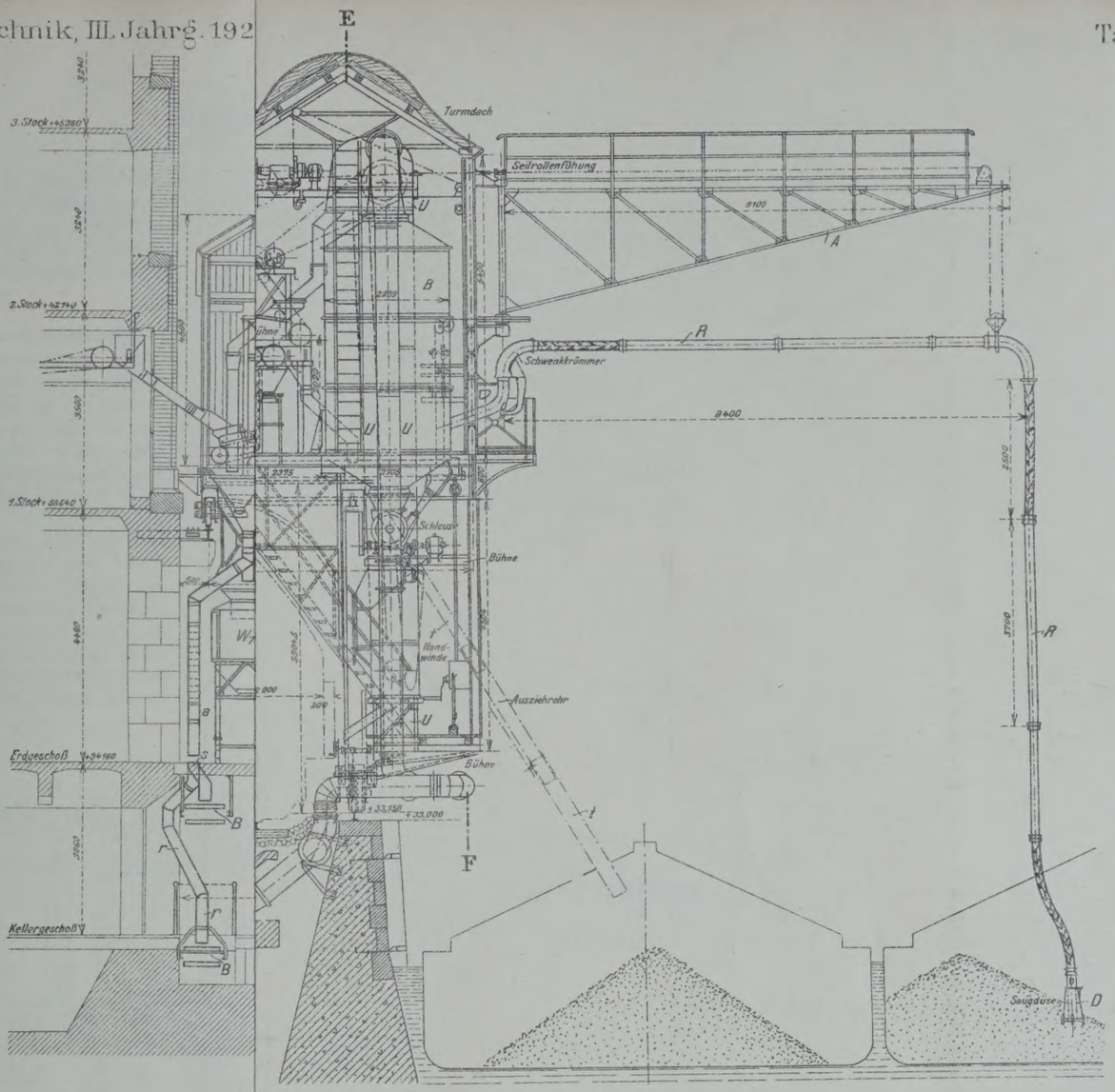
Wenn gewünscht wird, das Korn vor der Einlagerung über die „Aspirations"-Reinigungsmaschine zu führen (Abb. 7), so wird es nicht unmittelbar in ein Hochbecherwerk, sondern zunächst in ein Kurzbecherwerk geleitet, gelangt von hier aus unter Umgehung der im 1. Stock aufgestellten selbsttätigen Wagen auf die Reinigungsmaschinen und von hier aus unter Benutzung eines der unteren Verteiler auf ein Hochbecherwerk, um auf dem vorhin geschilderten Wege eingelagert zu werden. Hierzu sei noch bemerkt, daß die Reinigungsmaschinen zunächst nur für ein System eingebaut worden sind.

b) Durch den fahrbaren Saugförderer (Abb. 7 u. 8 u. Taf. II, Abb. 3 bis 7).

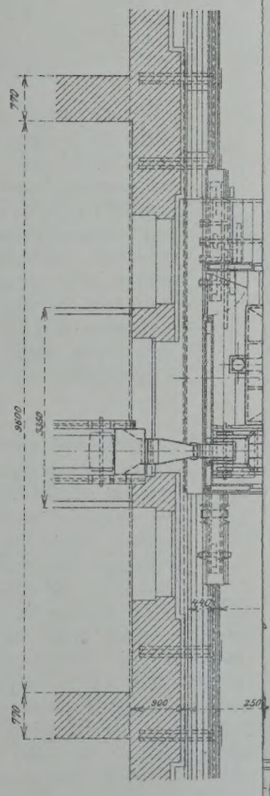
Die Saugdüse *D* des Lufthebers hängt an einem drehbaren Ausleger *A*, der so lang ist, daß man Getreide sowohl aus einem in erster wie auch aus einem in zweiter Lage schwimmenden Kahn entnehmen kann. Das Korn gelangt durch die Saugrohre *R* in den im Fahrwerk untergebrachten Behälter *B* und von hier aus durch eine Luftschleuse *S* in ein Überhebe-Becherwerk *U* und unter Benutzung eines im Fahrwerk untergebrachten kurzen Bandes *a* auf die darüber angeordnete selbsttätige Wage *W1*. Unterhalb dieser Wage ist ebenfalls (genau wie beim Schiffsbecherwerk) ein Behälter *b* angeordnet, von dem aus wiederum eine unmittelbare Absackung auf der Rampe durch *W2* oder eine Überführung der Ware in einen Anschlußstutzen *s* stattfinden kann. Der weitere Gang des im Speicher einzulagernden Getreides gestaltet sich alsdann genau so, wie unter a) beschrieben.

c) Durch den Greiferbetrieb (Abb. 7).

Wie bereits erwähnt, sind auch die beiden Krane von 2,5 t Tragfähigkeit mit Greifern ausgerüstet, die es ermöglichen, lose Ware aus Schiffen zu löschen. An beiden Enden der wasserseitigen Rampe sind große Empfangstrichter angeordnet, in die diese Krane die den Schiffen entnommene Ware ausschütten. Mittels eines Ablaufrohres können diese Empfangstrichter mit den beiden letzten auf der Rampe befindlichen Anschlußstutzen für die Annahmebänder verbunden werden. Von hier aus gelangt das Korn auf dem oben beschriebenen Wege in die im Keller befindlichen Verteiler und von da auf die



ingenschnitt des Lufthebers.



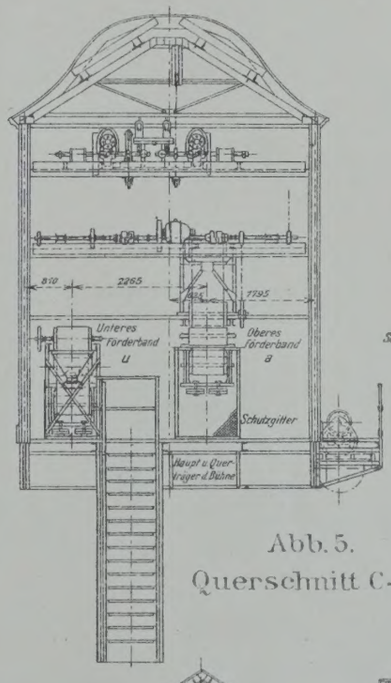


Abb. 5.
Querschnitt C–D.

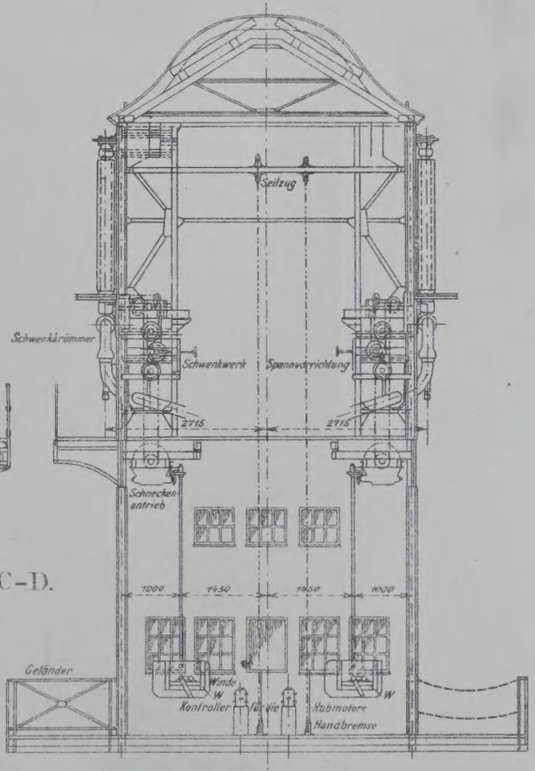
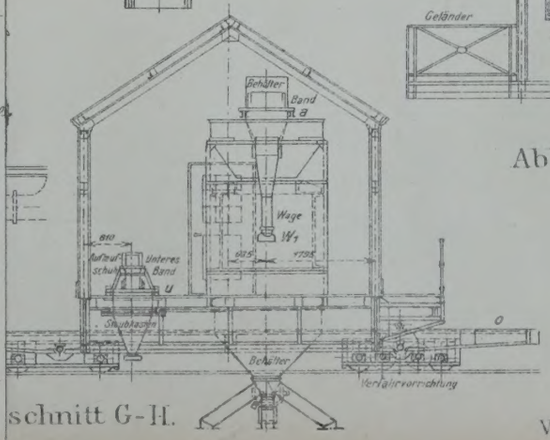


Abb. 6. Querschnitt E-F



schnitt G–H.

Abb. 4–7.
Luftheber.

Lith. Anst. v. Bogdan Gisevius, Berlin.

Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin.

Bemerkenswerte Einzelheiten der Speicheranlagen im Berliner Westhafen.

Kornspeicher.

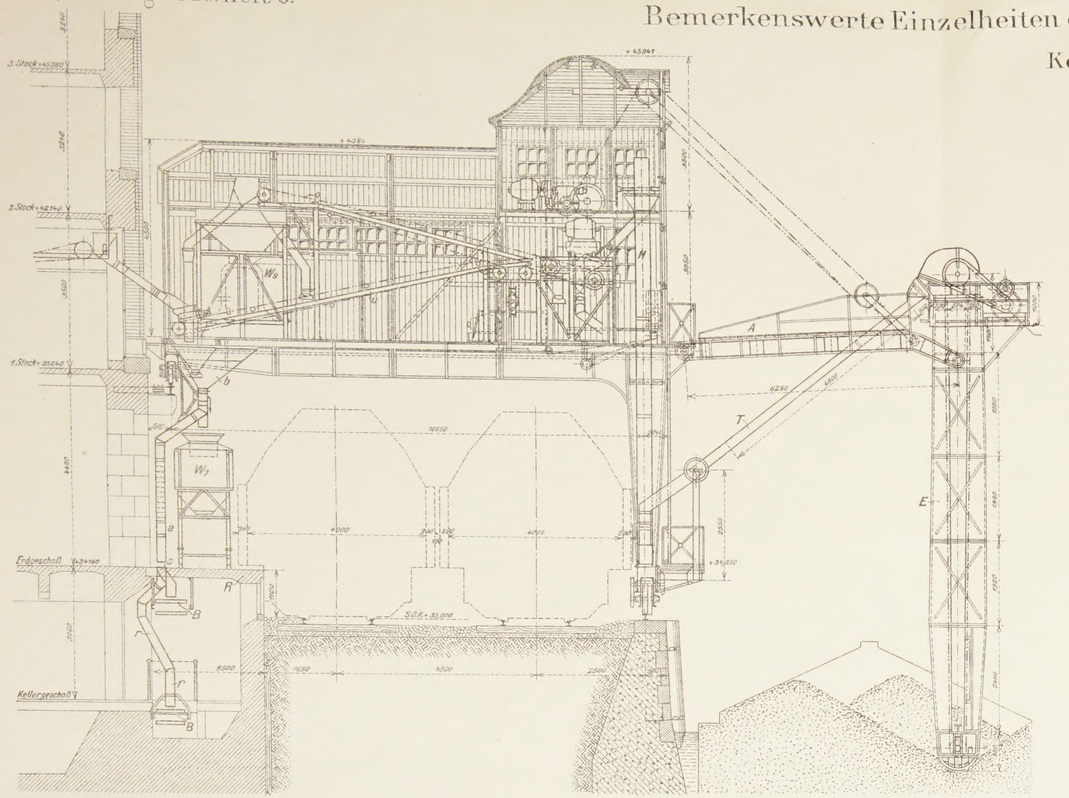


Abb. 1. Längenschnitt des fahrbahren Schiffsbecherwerks.

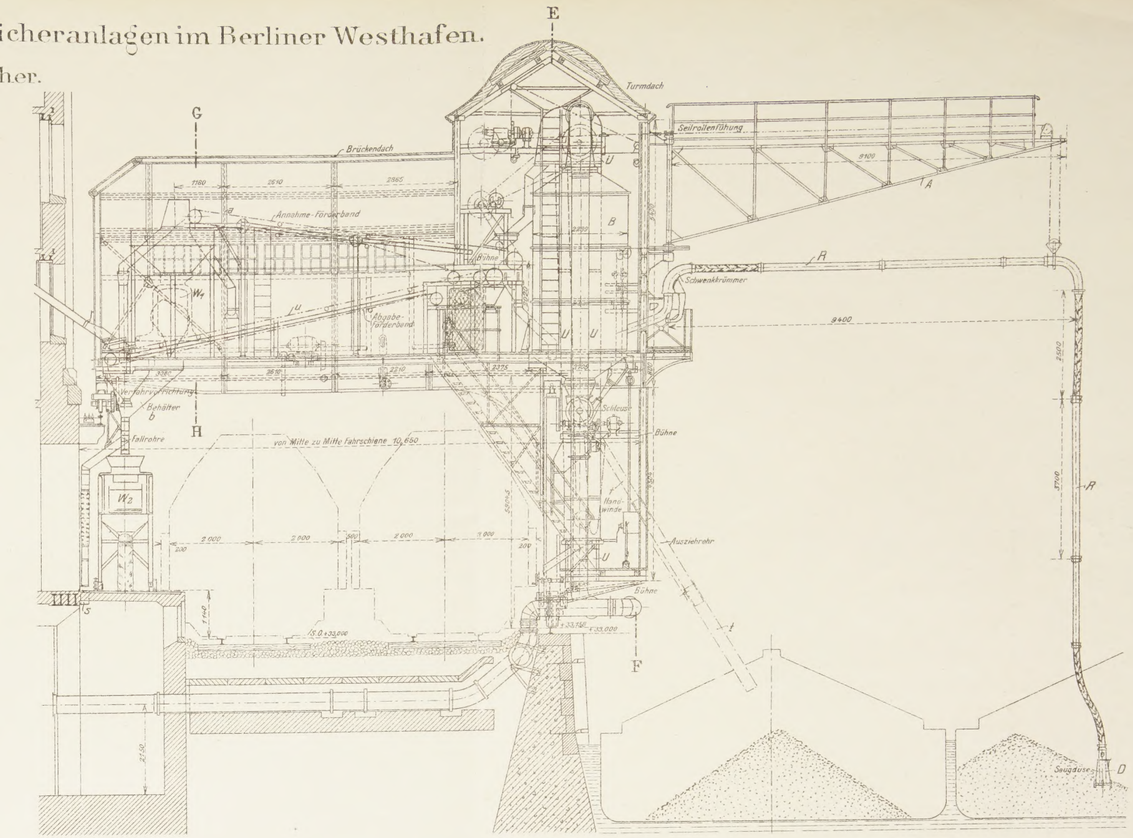


Abb. 3. Längenschnitt des Lufthebers.

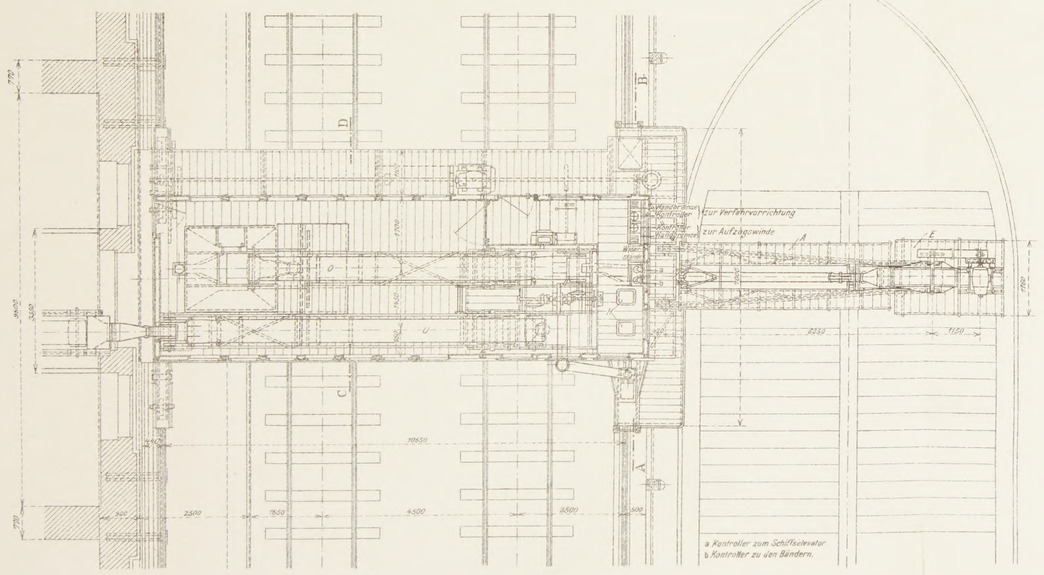


Abb. 2. Grundriß vom Brückenboden.

1:120.

1 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 m.

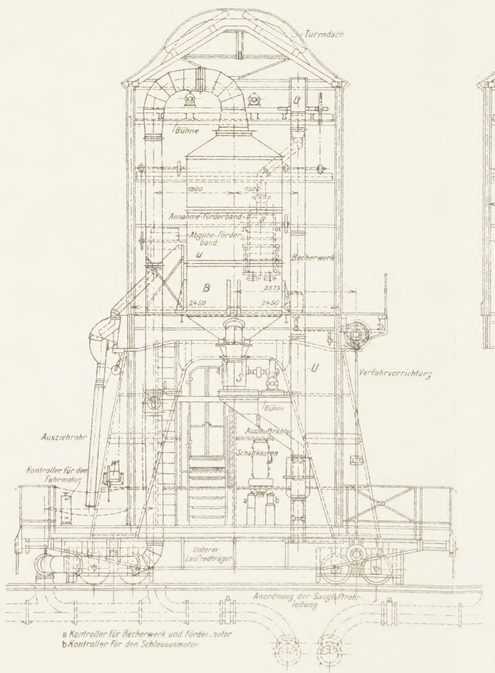


Abb. 4. Querschnitt A-B.

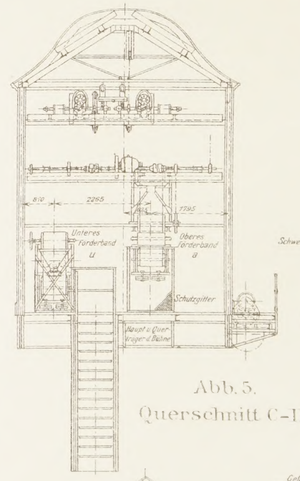


Abb. 5. Querschnitt C-D.

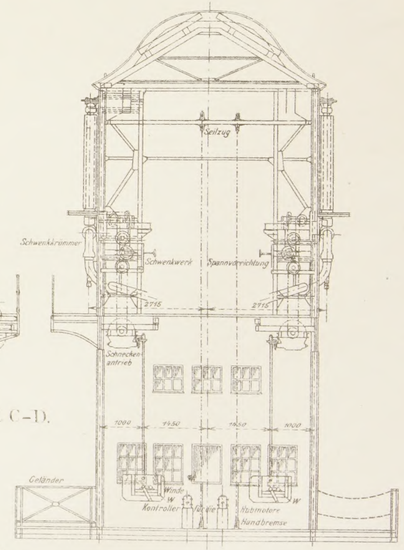


Abb. 6. Querschnitt E-F

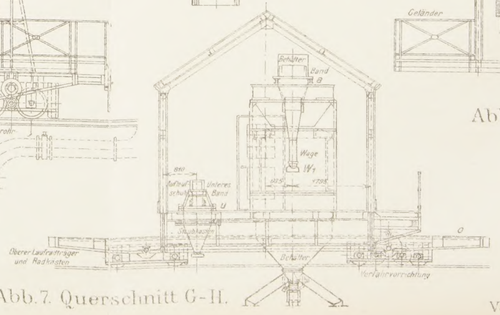


Abb. 7. Querschnitt G-H.

Abb. 4–7. Luftheber.

Lith. Anst. v. Bogdan Gisevius, Berlin.

Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin.

Kurzbecherwerke, die das Getreide auf die selbsttätigen Wagen heben. Es ist auch möglich, an beliebiger Stelle der Rampe tragbare Trichter aufzustellen und den Greifer in diese arbeiten zu lassen.

C. Annahme von Sackgetreide aus Eisenbahnwagen.

Das in Säcken mit der Eisenbahn ankommende Getreide kann in Schütttrichter entleert werden, die in den Erdgeschoßlagerräumen links und rechts an der Maschinenhauswand angeordnet sind. Das Getreide fließt von hier aus durch Ablaufrohre den Kurzbecherwerken zu, wird gehoben und auf die im ersten Stock untergebrachten selbsttätigen Wagen geleitet, wo es gewogen und verzeichnet wird. Von diesen gelangt es alsdann über die Kellerverteiler unter Benutzung der Hochbecherwerke des oberen Verteilers der oberen Bänder und des Fallrohrsystems an beliebiger Stelle der Lagerräume zur Einlagerung. Auch sämtliche auf der Rampe befindlichen 46 Anschlußstutzen können benutzt werden, indem man tragbare Einschütttrichter darüberstellt, in die die Säcke zu entleeren sind. Werden die beiden unmittelbar vor dem Maschinenhause befindlichen Anschlußstutzen für diesen Zweck benutzt, so gelangt das Gut sofort auf die Querbänder und von hier aus auf die Kellerverteiler, von denen es den Kurzbecherwerken zugeführt wird. Werden die übrigen Anschlußstutzen für diesen Zweck herangezogen, so müssen zunächst die unter der Rampe befindlichen Annahmebänder in Betrieb genommen werden, und die Ware gelangt alsdann von diesen auf die Kellerquerbänder und von hier aus ebenfalls in die Kurzbecherwerke. In beiden Fällen geben letztere das Gut auf die selbsttätigen Wagen.

D. Umstechen von Getreide.

Da feucht eingelagertes Korn leicht in Gefahr gerät, bei zu langem Lagern in geschlossenem Haufen zu verderben, so ist bei dieser Anlage in ausreichendem Maße dafür gesorgt worden, daß die Frucht erforderlichenfalls auf den Reinigungsmaschinen gut durchgelüftet werden kann, damit sie auf diese Weise aufgefrischt und vor dem Verderben bewahrt wird. Das umzulagernde Getreide wird der betreffenden Speicherabteilung durch die Fallrohranlage entnommen und auf die unter der Decke des Erdgeschosses angeordneten Umlagerungsbänder gebracht. Diese werfen das Gut auf die unteren Verteiler, und von hier aus kann es den Hauptbecherwerken zugeführt und unter Benutzung des oberen Verteilers, der oberen Bänder und der

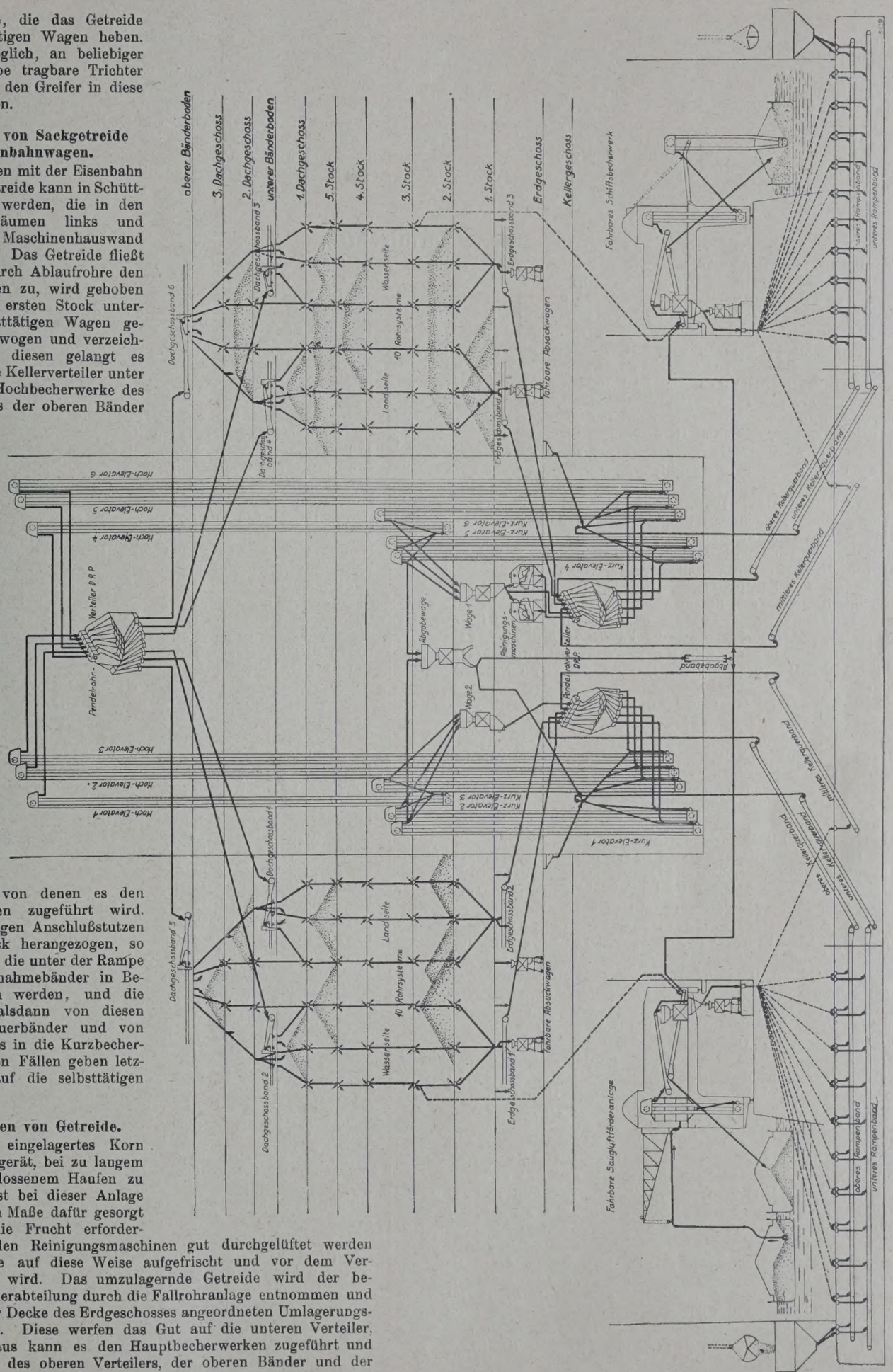


Abb. 7. Schaubild der Getreide-Förderwege für die maschinelle Einrichtung des Westhafenspeichers der Stadt Berlin (G. Luther A.-G., Braunschweig).

Fallrohranlage an beliebiger anderer Stelle des Speichers zur Einlagerung gelangen. Soll die umzuarbeitende Ware auch gut durchgelüftet werden, so wird sie vom unteren Verteiler aus zunächst auf die Kurzbecherwerke geführt und von diesen über die Reinigungsmaschinen geleitet. Von hier aus gelangt sie nochmals auf die unteren Verteiler, um dann an der gewünschten Stelle des Speichers eingelagert zu werden.

E. Abgabe gesackten Getreides vom Boden in Eisenbahnwagen oder auf gleisloses Fuhrwerk.

Im Erdgeschoß sind fahrbare Absackwagen aufgestellt, die unter die Bodenabteilung geschoben werden, aus der abgesackt werden soll. Das Getreide wird der betreffenden Lagerstelle durch die Fallrohranlage entnommen und fällt unmittelbar auf die fahrbare Wage, und zwar unter Umgehung der Umlagerungsbänder. Die Absackwage stellt das gewünschte Gewicht der Sackfüllung fest und gibt das Korn an die darunter gehängten Säcke ab. Die gefüllten Säcke werden gebunden und durch Stichkarren den Eisenbahnwagen oder dem Straßenfuhrwerk zugeführt. Um an Schaufelarbeit zu sparen, sind im Fußboden des ersten Stockes unabhängig von der Rohranlage noch eine Anzahl Ablaßstutzen mit Schiebern eingebaut, von denen aus ebenfalls unmittelbar an die fahrbaren Absackwagen gearbeitet werden kann. (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Reichshaushaltsplan 1925. Aus dem vorliegenden Entwurf interessiert zumeist der Haushaltsplan des Reichsverkehrsministeriums in seinen verschiedenen Kapiteln, von denen an dieser Stelle zuerst das Kapitel Reichskanalamt hervorgehoben sei. Hier findet man unter Titel 16, Unterhaltung der Verwaltungsgebäude, Wärterhäuser u. dergl. 111 300 R.-M. gefordert. Es handelt sich um die Unterhaltung von mehr als 200 Gebäuden mit einem gegenwärtigen Bauwert von rd. 6 300 000 R.-M. und im besonderen um die Ausführung einmaliger größerer Instandsetzungsarbeiten. Die Grenzen, innerhalb deren Bauvorhaben aus den laufenden Bauunterhaltungsmitteln bestritten werden, regelt das Haushaltungsgesetz. In Titel 17 sind für Baggerarbeiten 500 000 R.-M. ausgeworfen wie im Vorjahre, da sie vermutlich im gleichen Umfange notwendig werden.

Titel 18, Unterhaltung. Die hier vorgesehenen laufenden Arbeiten und Beschaffungen, die zur sicheren und betriebsfähigen Unterhaltung der Kanalanlagen unbedingt notwendig sind, sind veranschlagt zu 1 369 000 R.-M. und verteilen sich auf Schleusen und Hafenbauwerke, einschließlich der Maschinengebäude und Anlagen, der Lösch- und Ladeplätze, der Uferdeckwerke und Böschungen des Kanalprofils, der Wege, Rasenplätze usw., dann auf Eisenbahn- und Straßenbrücken, der Gebäude und Maschinenanlagen für sie, der Rampen und Anfahrten sowie der Fähren, Fährprahme, Fährboote und Fährschiffe, ferner auf die Hauptwerkstatt und Werftanlage Saatsee bei Rendsburg und auf Beleuchtungs-, Telegraphen- und Fernsprechanlagen.

Im Kapitel für die 1921 auf das Reich übergegangenen Wasserstraßen kommen in Betracht

Titel 2, Unterhaltung und Betrieb der Binnenwasserstraßen, für die 22 500 000 R.-M. angefordert werden, von denen die Kosten für Wiederherstellungs-, Um- und Erweiterungsbauten sowie für Neubauten und Grundstückserwerbungen insoweit bestritten werden, als die Kosten des einzelnen Baues einschließlich Grunderwerb 30 000 R.-M., die Kosten von Grundstückerwerbungen im einzelnen 10 000 R.-M. nicht überschreiten.

Titel 3, Unterhaltung und Betrieb der Seewasserstraßen einschließlich des Seezeichen- und Lotsenwesens, die mit 18 000 000 R.-M. eingestellt sind mit den gleichen Einschränkungen wie in Titel 2. In Titel 6 werden zur Verfügung für literarische und für gemeinnützige Zwecke im Fache der Baukunst und Bauwissenschaft, besonders zur Herausgabe von bautechnischen Zeitschriften, zur Förderung der Herausgabe bauwissenschaftlicher Zeitschriften und Werke sowie zur Beschaffung solcher Zeitschriften und Werke für Baubeamte, zu bauwissenschaftlichen Ermittlungen und Versuchen sowie zu Reiseprämien für Regierungsbauführer und Regierungsbaumeister des Wasserbaufachs, die die Prüfung am besten bestanden haben und für den Dienst in der Reichswasserstraßenverwaltung in Frage kommen, 8000 R.-M. angefordert. Da die Festigung der Währung die Bewirtschaftung der Mittel auf längere Zeit wieder möglich macht, ist die durch den Haushalt für 1923 aufgehobene Übertragbarkeit durch Aufnahme des Zusatzes zur Zweckbestimmung „Die Mittel sind übertragbar“ wieder vorgesehen worden mit der Begründung, daß die Übertragung eines ersparten Betrags auf das nächste Jahr besonders sich empfiehlt wegen der in dem Ansatz enthaltenen Mittel zu Reiseprämien, deren Verwendung zeitlich unbestimmt ist. Im Titel 6a sind 17 300 R.-M. vorgesehen, zum Teil für die Herrichtung von Ausstellungsgegenständen aus dem Gebiete des Wasserbaues. Die gesamten Verwaltungs- und Betriebskosten des Museums, das von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft geleitet wird, werden für das Rechnungsjahr 1925 nach Angabe der Eisenbahnverwaltung 100 000 R.-M. betragen. Hiervon entfallen auf die Wasserstraßenverwaltung nach dem von ihr benutzten Raume 15,27% oder rd. 15 300 R.-M. Für die Herrichtung und Instandhaltung der Sammlungen ist ein Betrag von wenigstens 2000 R.-M. erforderlich.

Im Kapitel des Schleppbetriebes auf dem Rhein-Weser-Kanal sind die Kosten für Titel 3, Unterhaltungskosten, mit 800 000 R.-M. neu veranschlagt.

Die Reichswasserstraßenverwaltung beansprucht unter einmaligen Ausgaben als Beiträge zu den Kosten der Bearbeitung von Entwürfen für den Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes und für Gewinnung von Wasserkräften 50 000 R.-M. und zur Instandsetzung der Querhelling auf der Saatseewerft des Kaiser-Wilhelm-Kanals als 2. Ergänzungsbetrag 285 000 R.-M.

Bauten an Binnenwasserstraßen sind vorgesehen in

Preußen.

Abflachung einer scharfen Krümmung der Gilge bei km 11,75, 1. Teilbetrag 200 000 R.-M.[1]), Sicherung der Sturzbetten der Wehre zu Groschowitz und Oppeln-Bolko in der kanalisierten Oderstrecke Cosel—Neißemündung, Ergänzungs- und Restbetrag 22 700, Sicherung der Sturzbetten der Wehre bei Groß-Döbern und Krappitz in der kanalisierten Oderstrecke Cosel—Neißemündung, 4. Ergänzungs- und Restbetrag 40 600, Verlängerung des unteren Trennungsdammes der Staustufe Groschowitz an der kanalisierten Oderstrecke, 2. Ergänzungs- und Restbetrag 58 000, Maßnahmen zur Verhütung von Versandungen an den Mündungen des Schleusenoberkanals der kanalisierten oberen Oder in Rogau, 2. Ergänzungs- und Restbetrag 47 000, Verbesserung der Oderschiffahrtstraße bei Breslau 150 000, Verlängerung der Leitwerke ober- und unterhalb der Schleppzugschleuse Linden a. d. O., 2. Teilbetrag 40 000, Vergütung und Beseitigung von Stauschäden an der kanalisierten Oder zwischen Cosel und der Neißemündung als Rest 950 000, Beitrag des Reichs zum Neubau der Straßenbrücke über die Oder bei Tschicherzig, Kreis Züllichau-Schwiebus 36 700, Beschaffung eines Spülers mit drei Prahmen für den Klodnitzkanal (Oderstrombauverwaltung) 66 900, Anlage eines Bauhofes und Hafenbeckens an der Breitenbachfahrt bei der Schleppzugschleuse Wilhelmsruh bei Breslau als 1. Teilbetrag 185 000, Ausbaggerung des Ottoker Altarmes unterhalb Coselhafen zur Herstellung von Schiffsliegeplätzen 70 000, Instandsetzung und Umbau des Mühlendammwehrs in Berlin 100 000, Ufersicherungen an der Müggelspree von km 12,000 bis 44,975, 1. Teilbetrag 100 000, Baggerungen in der Dahmewasserstraße von Gußow bis Cablow, km 20,8 bis 15,0, 1. Teilbetrag 47 000, Baggerungen in der Havel zwischen Brandenburg und Ketzin 130 000, Vor- und Entwurfsarbeiten für die Regelung der Wasserwirtschaft im Elde- und oberen Havelgebiet 110 000, Neubau eines Deckwerkes an der Elbe bei Neuwerben, Rest 16 000, Herstellung eines Deckwerkes am Pareyer Ufer, km 366,72 bis km 366,95 der Elbe, Rest 10 000, Niedrigwasserausbau der Elbe bei Storkau, km 396, 1. Teilbetrag 25 000, Verbesserung der Stromstrecken der Elbe mit regelmäßig eintretendem schlechten und seichten Fahrwasser im Bezirke des Wasserbauamts Wittenberge von km 442,50 bis km 502,50, 1. Teilbetrag 250 000, Verbesserung der Stromverhältnisse oberhalb der Elbstraßenbrücke bei Torgau, km 153,49 bis 154, 1. Teilbetrag 47 000, Maßnahmen zur Beseitigung von Stauschäden an der kanalisierten Aller, Ergänzungsbetrag 103 000, Bau eines zweiten Kanalabstiegs zur Weser bei Minden, Rest 100 000, Herstellung von Schiffsliegeplätzen am Ems-Weser-Kanal bei Minden und Lohnde und Verstärkung der Dämme des Ems-Weser-Kanals, 6. Teilbetrag 270 000, Erneuerung der Brückenanstriche am Ems-Weser-Kanal, Rest 97 000, Herstellung von Schiffsliegeplätzen am Dortmund-Ems-Kanal vor der Abzweigung des Rhein-Herne-Kanals, 2. Ergänzungsbetrag 100 000, Herstellung einer zweiten Fahrt im Zuge des Dortmund-Ems-Kanals an dessen Kreuzung mit der Emscher, 1. Teilbetrag 350 000, Bau einer dritten Schleuse bei Münster, Ergänzungsbetrag 423 000, Bau einer zweiten Schleuse bei Hüntel, Ergänzungsbetrag 75 000, Abflachung einer scharfen Krümmung des Dortmund-Ems-Kanals bei Riesenbeck 60 000, Beschaffung eines Schutensaugers (Spülers) mit acht Prahmen für das Wasserbauamt Meppen, 1. Teilbetrag 90 000, Herstellung hölzerner Dalben in den Vorhäfen der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals, Rest 71 800, Hebung von vier infolge Bergbaues abgesunkenen Brücken des Rhein-Herne-Kanals, Rest 140 000, Hebung von vier infolge Bergbaues abgesunkenen Straßen-

[1]) Sämtliche hier angeführten Beträge verstehen sich in Reichsmark.

brücken über den Rhein-Herne-Kanal, Rest 27 000, Hebung von zwei infolge Bergbaues abgesunkenen Brücken über den Rhein-Herne-Kanal 37 400, Beseitigung von Bergschäden an den Ufern und Dämmen des Rhein-Herne-Kanals 64 000, Herstellung der Bachanschlüsse an den Düker „Kleine Emscher" in km 17,0 des Rhein-Herne-Kanals 68 500, Herstellung einer Dampferanlegebrücke im Hafen des Maschinenbauamts in Herne 48 000, Beschaffung von fünf eisernen Deckprahmen von je 110 t Tragfähigkeit für den Rhein-Herne-Kanal 82 500, Begradigung der Ems zwischen Papenburg und Leerort, 9. Ergänzungsbetrag 450 000, Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse im Binger Loch, 5. Teilbetrag 255 000, Beschaffung eines Kran- und Werkstättenschiffs für die Rheinstrombauverwaltung 450 000.

Bayern und Baden.

Nachregulierung des Rheines auf der Strecke zwischen Mannheim (Rheinau) und Sondernheim, 1. Teilbetrag 700 000.

Sachsen.

Ausbau des Niederwasserbetts der Elbe zwischen dem Rehbock oberhalb Meißen und der Eisenbahnbrücke daselbst, 4. Teilbetrag 195 000.

Hamburg.

Sicherung der Uferlinie bei Geesthacht an der Elbe durch Einbau von drei Buhnen, Rest 48 000.

Mecklenburg-Schwerin.

Regulierung der Warnow zwischen Bützow und Rostock, 3. Teilbetrag 172 000, Verbesserung der Elde-Wasserstraße zwischen Kuppentin und Plau, 1. Teilbetrag 300 000.

Anhalt.

Neubau eines Parallelwerkes auf dem rechten Elbufer am Roßlauer Unterlug von km 259 bis 259,27 34 000.

Mecklenburg-Strelitz.

Ausbau des Kammerkanals, 3. Teilbetrag 500 000.

Bauten an Seewasserstraßen sind vorgesehen in

Preußen.

Außerordentliche Sicherungsmaßnahmen an der Süder- und Nordermole in Pillau, 2. Ergänzungsbetrag 370 000, Bau einer Vollbahngleisverbindung zwischen dem Bahnhof Pillau und dem Bauhof des Hafenbauamts Pillau 146 000, Vertiefung, Verbreiterung und Befeuerung des Königsberger Seekanals, 8. Teilbetrag 2 500 000, Durchbauung großer Tiefen in der Hafeneinfahrt von Swinemünde, 5. Ergänzungsbetrag 26 500, Verbesserung der Schiffahrtstraße Stettin—Swinemünde, 11. Teilbetrag 1 100 000, weiterer Ausbau der Ufersicherung der Kaiserfahrt zwischen km 1,8 und 2,8 der Ostseite, 3. Teilbetrag 43 000, Ausrüstung der Nebelsignalstation Stubbenkammer mit einer ortsfesten Unterwasserschallsignalanlage, Rest 35 000, Beschaffung eines See-Eimerbaggers für das Wasserbauamt West in Stralsund, 1. Teilbetrag 250 000, Bau eines Liegehafens in Holtenau für die Fahrzeuge des Wasserbauamts Kiel, 1. Teilbetrag 300 000, Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse in der Fischerbalje bei Borkum, 2. Ergänzungs- und Restbetrag 190 000.

Preußen, Hamburg und Bremen.

Ausrüstung der wichtigsten Feuerschiffe in der Nordsee mit Anlagen zur Ausführung von Richtungs- und Abstandsbestimmungen bei Nebel, 1. Teilbetrag 300 000.

Hamburg.

Elberegulierung oberhalb und unterhalb Hamburgs bis Brunshausen, 5. Teilbetrag 120 000, Verbesserung des Fahrwassers der Unterelbe bei Pagensand, 3. Teilbetrag 175 000, Baggerungen in der Unterelbe an der Ostebank, 5. Teilbetrag 880 000, Uferschutzwerk am linken Elbufer gegenüber der Ostebank, 2. Ergänzungs- und Restbetrag 400 000, Arbeiten zur Wiederherstellung und Erleichterung der Unterhaltung des Fahrwassers der Unterelbe bei der Ostebank, 1. Teilbetrag 1 800 000, Umänderung der Leuchtfeuer an der Unterelbe in elektrische bezw. in Flüssiggasfeuer, 1. Teilbetrag 50 000, Beschaffung eines Ersatzes für den Elblotsdampfer „Simon von Utrecht" 600 000.

Bremen.

Ausbau des Fedderwarder Armes zum Hauptfahrwasser der Außenweser, 4. Teilbetrag 2 580 000, Beseitigung unvorhergesehener Schäden oder Gefahren in der Außenweser 60 000, Baggerungen für die weitere Vertiefung und Verbreiterung der Unterweser, 5. Teilbetrag 2 500 000, Fortführung des Ausbaues des rechten Nebenarms der Unterweser, 4. Teilbetrag 45 000.

Vermischte Ausgaben.

Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues, 4. Ergänzungsbetrag 10 000, Beschickung der Deutschen Verkehrsausstellung München 1925 8000. —

Im Außerordentlichen Haushalt sind folgende Beträge angefordert unter

Reichswasserstraßenverwaltung.

Beteiligung des Reichs an der Neckar-Aktiengesellschaft durch Übernahme von Aktien und Gewährung von Darlehen 7 500 000, Beteiligung des Reichs an der Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft durch Übernahme von Aktien und Gewährung von Darlehen 8 050 000, Rhein-Weser-Kanal, bestehend aus: a) 1. Rhein-Herne-Kanal (Hauptkanal) —, 2. Lippe-Kanal Datteln—Hamm 260 000, 3. Zweite Mündung des Rhein-Herne-Kanals 3 000 000, b) Ergänzungsbauten am Dortmund-Ems-Kanal —, c) 1. Ems-Weser-Kanal 2 400 000, 2. Staubecken in dem oberen Quellgebiete der Weser 60 000, d) 1. Lippe-Kanal Wesel—Datteln 15 400 000, 2. Lippe-Kanal Hamm—Lippstadt 23 000, e) Verbesserung der Landeskultur in Verbindung mit dem Rhein-Weser-Kanal, insbesondere Staustufe Dörverden 100 000, Hohenzollernkanal a) Rest- und Ausbesserungsarbeiten —, b) 2. Abstieg bei Niederfinow (Liepe), 5. Teilbetrag 2 680 000, Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslau, 5. Teilbetrag 1 900 000, Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder, 5. Teilbetrag 1 740 000, Ausbau des Pregels zwischen Insterburg und Groß-Bubainen, Rest 780 000, Fortsetzung des Kanalbaues östlich Hannover einschließlich des mit dem Bauzweck im wirtschaftlichen Zusammenhange stehenden Grunderwerbes und für Vorarbeiten oder Beteiligung des Reichs an einer oder mehreren für die Fortsetzung des Baues zu bildenden Gesellschaften 8 460 000, Fortsetzung des von Preußen 1914 begonnenen und 1919 wieder aufgenommenen Ausbaues des Ihle-Plauer Kanals einschließlich des mit dem Bauzweck im wirtschaftlichen Zusammenhange stehenden Grunderwerbes oder Beteiligung des Reichs an einer für die Fortsetzung des Ausbaues zu bildenden Gesellschaft, 5. Teilbetrag 4 440 000, Fortsetzung des von Preußen 1919 begonnenen Ausbaues des Oder-Spree-Kanals einschließlich des mit dem Bauzweck im wirtschaftlichen Zusammenhange stehenden Grunderwerbes sowie für Verbesserungen der Schiffahrtverhältnisse im äußeren Fürstenberger See, 5. Teilbetrag 4 267 000, Ausbau des Hunte-Ems-Kanals von Oldenburg bis Kampe, 5. Teilbetrag 2 400 000.

Angelegenheiten des Eisenbahnwesens.

Unterstützung des Baues von Kleinbahnen und Bahnen, die den Kleinbahnen gleich zu achten sind 2 000 000.

Die Verfügung über die Mittel erfolgt im Einvernehmen mit dem Reichsminister der Finanzen. Nach § 20 des Staatsvertrages über den Übergang der Staatseisenbahnen auf das Reich hat das Reich den Bau von Kleinbahnen und Bahnen, die den Kleinbahnen gleich zu achten sind, zu unterstützen. Die jeweilige Unterstützung ist davon abhängig, daß die Länder für das Unternehmen mindestens den gleichen Staatsbeitrag zur Verfügung stellen wie das Reich.

Beitrag zu den Kosten der Errichtung einer Elbe-Brücke im Hamburger Freihafen durch die Stadt Hamburg 750 000.

Hamburg beabsichtigt innerhalb seines Freihafens eine im Jahre 1914 begonnene, damals auf 5 420 000 M. veranschlagte Elbbrücke, deren Weiterbau im Jahre 1917 unterbrochen werden mußte, nunmehr fertigzustellen.[2]) Der zur Fertigstellung nun noch erforderliche Kostenaufwand wird auf 3 500 000 R.-M. geschätzt. An der Errichtung der Brücke hat die Reichszollverwaltung insofern ein Interesse, als sich künftig der Warenverkehr zwischen dem nördlichen und südlichen Teile des Freihafengebiets innerhalb des Zollausschlusses abwickelt, während jetzt zur Überwachung dieses Verkehrs, da er sich teilweise durch das Zollinland bewegt, etwa zehn Beamte erforderlich sind. Der Stadt Hamburg soll ein Betrag zur Verfügung gestellt werden, der unter Berücksichtigung des kapitalisierten Besoldungsaufwandes für diese Beamtenkräfte sowie der aus der Erhöhung der Zollsicherheit sich ergebenden Vorteile auf 750 000 R.-M. bemessen ist.

Eisenbauten aus Stäben kreisförmigen Querschnitts. Die statischen und sonstigen Vorteile des kreisförmigen Querschnitts gegenüber den üblichen Walzprofilen haben bereits mehrfach einen Anreiz zur Ausführung von Eisenbauten aus Eisen- oder Stahlrohren gebildet, bei denen jedoch die Ausbildung praktischer und sicherer Knotenpunkt-Verbindungen meist mehr oder weniger Schwierigkeiten verursachte.

Jetzt haben holländische und englische Ingenieure zwei Hallen von etwa 10 m Spannweite in Lakehaven (den Haag) in Holland und in Clapham Common in London ausgeführt, über die „Engineering" vom 14. November 1924 einige nähere Angaben macht. Abb. 1a bis 1d geben System und Einzelheiten der erstgenannten Halle wieder; aus ihnen geht alles Wesentliche der Ausführung hervor. Die Rohre sind aus Siemens-Martin-Stahl gefertigt und haben 2, $2^1/_2$ und 3 Zoll äußeren Durchmesser; sie werden nach Maßgabe des Entwurfs zugeschnitten und — zur Weißglut erhitzt — nach Abb. 1b an den Enden flach zusammengeschweißt und mit Bolzenlöchern versehen. Die einzigen Bauteile mit Walzprofil sind die aus I-Trägern bestehenden Pfetten; ihre Auflagerung auf den Bindern und die Einzelheiten für die Aus-

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 26, S. 289.

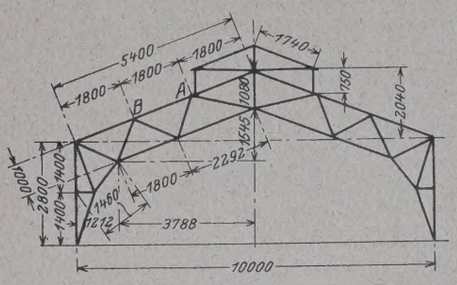


Abb. 1a.

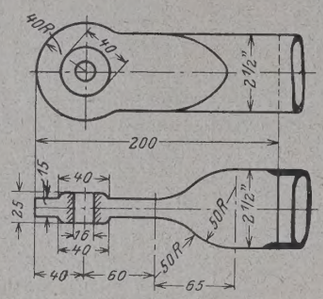


Abb. 1b.

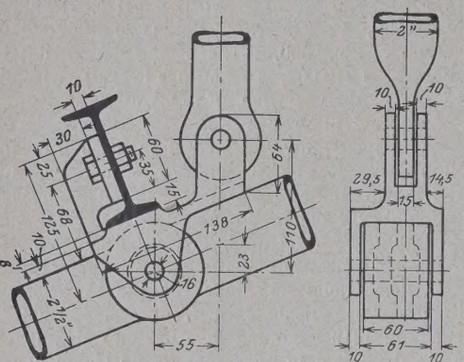


Abb. 1c. Pfette Punkt *A*.

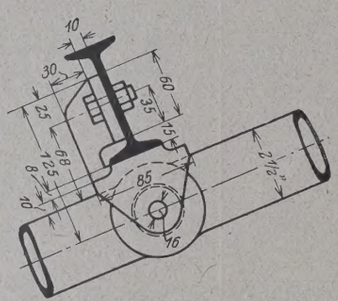


Abb. 1d. Pfette Punkt *B*.

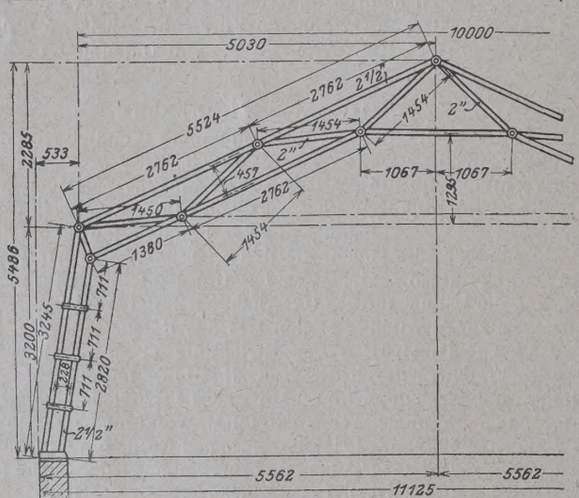


Abb. 2a.

bildung der Knotenpunkte gehen aus Abb. 1c u. 1d hervor. Abb. 2a u. 2b zeigen eine Hälfte der in England errichteten zweiten Halle mit Einzelheiten.

Das geringe Gewicht und die Möglichkeit leichten Zusammensetzens und Zerlegens, in Verbindung mit großer Standsicherheit, lassen die Bauweise als besonders geeignet für einstweilige und transportable Bauten, große Baracken und Zelte, Ausstellungshallen, Schuppen u. dergl. erscheinen. Darüber hinaus kommt sie in Betracht für Schuppen- und Hallenbauten allgemein und endlich für Brücken kleinerer Spannweiten. Auch hier können ihre bequeme Zerlegbarkeit und Transportfähigkeit, z. B. für Heereszwecke, vorteilhaft ins Gewicht fallen. Ki.

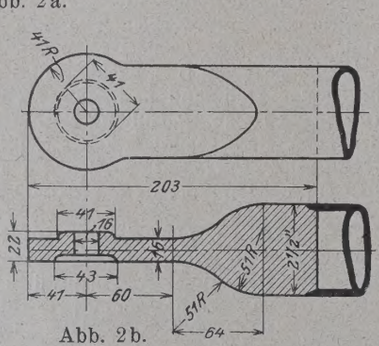


Abb. 2b.

Eine hölzerne Eisenbahnbrücke. Die ehemalige englische Nordostbahn kann sich rühmen, eine ungewöhnlich alte Eisenbahnbrücke zu besitzen, die sie allerdings nunmehr durch ein neuzeitliches Bauwerk ersetzen will. Auf einer Nebenbahn zwischen den Bahnhöfen Bedlington und Seaton in Northumberland findet sich nämlich eine 374,5 m lange hölzerne Brücke, die, aus dem Jahre 1859 stammend, den Wansbeck-Fluß mit 43 Öffnungen von je 7,6 m Weite überschreitet; ihre Höhe von der Flußsohle bis S. O. beträgt 26,2 m. Sie ist also ein stattliches Bauwerk und ihre lange Lebensdauer ein glänzendes Zeugnis für die Leistungen ihrer Erbauer. Das zunehmende Gewicht der Lokomotiven und Wagen, die die Brücke befahren, mit dem Alter zusammenhängende Zerstörungserscheinungen und Bodenbewegungen infolge des Kohlenabbaues im Unterirdischen unter der Brücke lassen es aber betriebsgefährlich erscheinen, die Brücke weiter zu benutzen, und sie soll nunmehr durch eine eiserne Brücke ersetzt werden, nachdem schon seit einiger Zeit eingleisiger an Stelle des früheren zweigleisigen Betriebes auf ihr eingerichtet worden ist, um sie zu entlasten. Dadurch hervorgerufene betriebliche Schwierigkeiten gaben Anlaß, den Abbruch der Brücke und die Errichtung eines neuen zweigleisigen Bauwerkes in Aussicht zu nehmen. Damit fällt eine der letzten hölzernen Eisenbahnbrücken, die es in England noch gibt. Vermutlich ist sie sorgfältig unterhalten worden, denn sonst wäre sie nicht so alt geworden. Sie zeigt, daß man dem Holz als Baustoff viel zumuten kann und daß es, richtig angewendet, seinen Platz neben den neuzeitlichen Baustoffen, Eisen, Stein, Beton, wohl zu behaupten vermag. — Die neue Brücke soll 8,5 m weiter stromabwärts neben der alten gebaut werden. Sie wird auf Betonpfählen gegründet; ihre Widerlager und Pfeiler werden aus Beton bestehen, ebenso werden die Landöffnungen mit Beton überbrückt. Der Überbau wird aus 14 Öffnungen von 22,9 m bis 24,4 m Weite auf 13 Gerüstpfeilern verschiedener Höhe bestehen, die sich 23,5 m über den Wasserspiegel erheben. Die Fahrbahn ist über den Trägern angeordnet. Die Arbeiten sind mit 90 000 £ veranschlagt, sollen alsbald in Angriff genommen und bis Anfang 1926 beendet werden. Wkk.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. Januar ausgegebene Heft 2 enthält u. a. folgende Beiträge: Matthias Koenen †. P. P.-Santo Rini: Das Fabrikgebäude „Kronos“ in Eleusis bei Athen. Ingenieur J. Fritsche und Ingenieur J. Meisnar: Die Eisenbetonkonstruktionen für den Neubau eines Vereinshauses der Postangestellten in Prag.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Abdichtungsbelag in Hochdruckwasserstollen usw. (Kl. 84a, Nr. 393 861, v. 8. 4. 21, Otto Graber in Luzern). Der Belag besteht aus wasserdicht zusammengesetzten Blechplatten oder Blechrohren, die mit kreuzweise angeordneten Dehnungsausbiegungen versehen sind und auf den zu dichtenden Flächen frei aufruhen. Der Belag kann daher den Bewegungen der Wände senkrecht zu deren Ebene innerhalb gewisser Grenzen frei folgen und sich auch parallel zu der Fläche, auf der er aufgebracht ist, bewegen.

Schiffsschleuse (Kl. 84b, Nr. 396 543, v. 25. 9. 1923, Arthur H. Müller in Blankenese) Zus. zu Pt. 384 342.[1]) Zur Vermeidung größeren Wasserverbrauches wird in die offenen seitlichen Beruhigungsbecken in Höhe von N.W. eine Zwischendecke eingebaut und der so gewonnene Raum oberhalb der Decke in bekannter Weise als Sparbecken benutzt, wobei gleichzeitig eine Abschwächung der in den anschließenden Haltungen des Wasserlaufes entstehenden Schleusenwelle erreicht wird. Die unmittelbare Verbindung der Sparbecken mit dem Ober- und Unterwasser geschieht durch Schützen.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt ist: der Regierungsbaurat (W.) Dr.-Ing. Bauer, Potsdam, an das Kanalbauamt Neuhaldensleben.

In den einstweiligen Ruhestand versetzt ist der Oberregierungs- und Baurat (W.), außerordentliche Professor Mattern bei der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam.

Gestorben ist: der Geheime Oberbaurat R. Saran, Berlin-Dahlem, früher Vortragender Rat im preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten, Mitglied der Akademie des Bauwesens.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 22, S. 234.

INHALT: Kesselschmiede Eßlingen. — Über Tore und Schützen für Schiffsschleusen. — Bemerkenswerte Einzelheiten der Speicheranlagen im Berliner Westhafen. (Fortsetzung.) — Vermischtes: Reichshaushaltsplan 1925. — Eisenbauten aus Stäben kreisförmigen Querschnitts. — Eine hölzerne Eisenbahnbrücke. — Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 30. Januar 1925 Heft 5

Wasser- und Energie-Wirtschaftsfragen vom Bodensee und Oberrhein.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Marquardt**, Stuttgart.

Arbeiten, die sich die Wertverbesserung der Wasserwirtschaft des Rheins zum Ziel setzen, dürfen heute der besonderen Beachtung der Fachkreise sicher sein. Die letzten Jahre haben uns besonders eindringlich gezeigt, daß das Stromgebiet des Rheins das Zentralproblem der westeuropäischen Politik bildet und daß der Rhein zum Schicksalsfluß der ganzen Welt geworden ist. An Hand des folgenden Berichtes über die Hauptversammlung des Rhein-Schiffahrtverbandes e. V., Konstanz, am 22. Juni v. J. in Lindau soll daher eine Darstellung der zurzeit wichtigsten wasser-, energie- und verkehrswirtschaftlichen Fragen an jenem Teil des Oberlaufes des Rheinstromes gegeben werden, der nicht unmittelbar in die Schicksalstragödie hineingezogen ist, die sich heute im übrigen Teil des Stromgebietes abspielt.

Während der Rhein schon jetzt bis herauf nach Mannheim zum wichtigsten Handelsstrom Europas geworden ist und in seinem unteren Stromgebiet die reichsten Kohlengruben und größten Erzlager besitzt, zeichnet sich sein Oberlauf durch einen Wasserkraftreichtum aus, der in Europa seinesgleichen sucht. Der jahrzehntelange und oft unter kleinlichen Gesichtspunkten geführte Streit um die Schiffbarmachung der Rheinstrecke Kehl—Basel: Regulierung, Staffelflußausbau oder Seitenkanalausbau? ist durch französischen Machtspruch zugunsten des letzteren entschieden worden. Die Hinweise auf die ungeheure Gefahr dieser Abzapfung des Rheines für Baden, die Schweiz und das ganze Stromgebiet überhaupt blieben ungehört. Solange aber unsere westlichen Nachbarn sich zu Sachwaltern der Schiffahrt und Wirtschaft am Rhein aufwerfen, solange Straßburg der Endpunkt der Rheinschiffahrt sein und die Schiffahrt zwischen Straßburg und Basel in einen elsässischen Seitenkanal mit einer Reihe von Staustufen hineingedrängt werden soll, haben wir alle Ursache, mit vermehrter Tatkraft und größter Besonnenheit die Arbeiten auf der Strecke Basel—Bodensee zu fördern und alles daran zu setzen, um die Wasser-, Energie- und Verkehrswirtschaft dieses Teiles des Stromgebietes noch weiter zu vervollkommnen. Was bisher in diesen Fragen von den Ingenieuren der Uferstaaten geleistet wurde, läßt erkennen, daß sich alle der Verantwortung für Millionen zukünftiger Menschen bewußt sind.

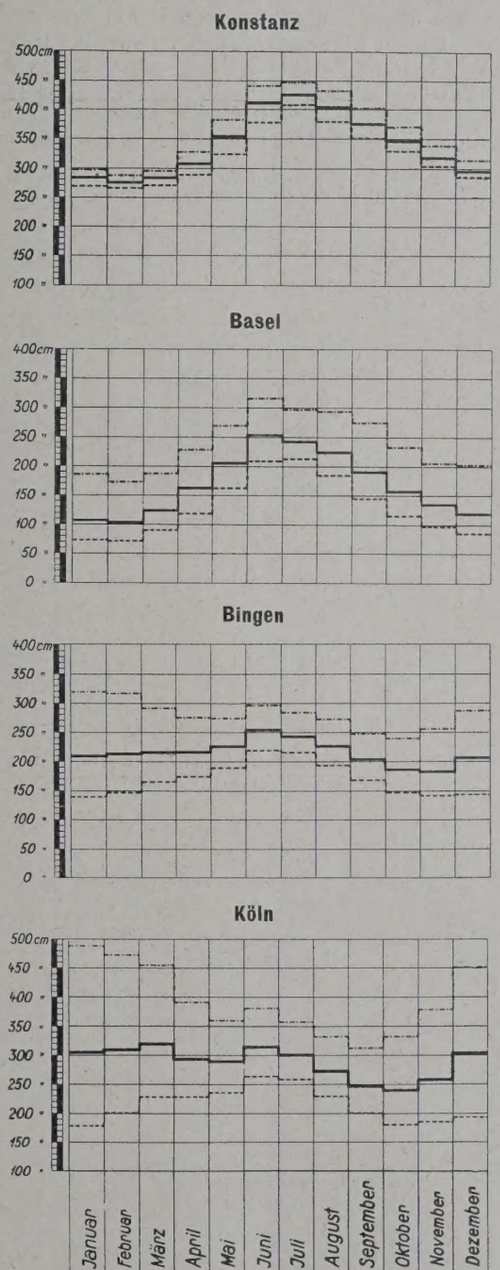


Abb. 2. Gemittelte, niedrigste und höchste Monatswasserstände an den Pegelstellen Konstanz, Basel, Bingen und Köln während der 36jährigen Beobachtungsreihe 1851—1886.

1.

Herr Ministerialdirektor Dr. R. Fuchs vom badischen Arbeitsministerium behandelte in seinem Vortrage „Die Bodensee-Abflußregulierung“ eine Frage, die zum höchsten Ziel einer hochentwickelten Wasserwirtschaft, zum Ausgleich des Abflußvorganges und damit zur Erhöhung der Wassernutzung am Rhein führt und eine Veredelung des Naturgeschenkes „Bodensee“ bedeutet.

Die Bodensee-Abflußregulierung will die Gesamtwasserwirtschaft des Bodensees und des Rheins durch technische Maßnahmen verbessern, weil der natürliche Wasserhaushalt des Bodensees den heutigen Anforderungen der Großschiffahrt, der Kraftgewinnung und der Landeskultur nicht genügt. Der Bodensee bewirkt zwar schon ohne künstlichen Eingriff einen Ausgleich in der unregelmäßigen Wasserführung des Oberrheins und der übrigen kleineren Zuflüsse. Die Zuflußmengen schwanken heute zwischen 50 und 3000 m³/Sek., während der Abfluß nicht unter 90 m³/Sek. sinkt und nicht über 1000 m³/Sek. ansteigt. Diese Erscheinung erklärt sich aus der Höhenlage und Querschnittgestaltung der Ausflußstrecke bei Stein, die zwar bei dem niedrigsten Seestande noch immer 90 m³/Sek. durchfließen läßt, aber selbst beim höchsten Seestande nur etwa 1000 m³/Sek. Abfluß gestattet. Die zeitlichen Unterschiede im Zufluß und Abfluß werden durch das Rückhaltevermögen des Sees ausgeglichen. Da zwischen dem höchsten und tiefsten der seit 1816 überhaupt bekannten Wasserstände etwa 4 m Unterschied bestehen und die mittlere Seefläche rd. 530 km² beträgt, so ist das natürliche Rückhaltevermögen des Bodensees rd. 2 Milliarden m³. Im allgemeinen betragen aber die jährlichen Seeschwankungen nur etwa 2 m, so daß die gewöhnliche Wasserzurückhaltung auf 1 Milliarde m³ zurückgeht. Das Retentionsvermögen des Bodensees macht sich am deutlichsten bemerkbar bei dem Ausgleich der kurzzeitlichen Zuflußschwankungen, verliert aber von seiner Wirkung in bezug auf die großen allgemeinen Bewegungen im Wasserzufluß zum Bodensee.

Winter und Frühjahr bringen langandauernde niedrige Seewasserstände und darum geringe Abflußmengen. Diese erschweren oder behindern die Schiffahrt im Rhein und bedingen vor allem schwere Schädigungen sämtlicher Kraftwerke infolge Wassermangels.[1]) Im Sommer führen plötzliches Steigen des Sees und langanhaltende große Abflußmengen oft zu katastrophalen Überschwemmungen der See- und Flußufer, zu Schädigungen der Kulturen und Bauwerke in der Nähe der Ufer (Abb. 3 u. 4). Der Herbst bringt im allgemeinen eine langsame Abnahme von Seestand und Abflußmengen, teilweise unterbrochen durch plötzliche Hochfluten, die gelegentlich sogar die Sommerhochwässer übertreffen, wie z. B. 1890.

Abflußmengen ohne Regulierung (m³/Sek.) in den Jahren 1901 bis 1920.

Station	Mittlerer jährlicher Verlauf			Extreme Abfluß		Extreme Zufluß zum Bodensee	
	N. W.	H. W.	Mittel	N. W. 1909	H. W. 1910	N. W. 1909	H. W. 1910
Konstanz .	138	622*)	339	85	962*)	Insgesamt	
Stein . . .	153	652	359	98	990	50	3100
Nol	160	675	372	102	1010	(Tagesmittel)	

*) Für Beharrungszustand.

[1]) So betrug z. B. der Energieverbrauch des Kraftwerkes Laufenburg im Trockenjahr 1921 nur 267 Millionen kWh gegenüber 309 Millionen kWh im Jahre 1920.

Ein Vergleich der extremen Abflußmengen für 1909 und 1910 mit den zugehörigen Zuflußmengen zum Bodensee zeigt (vergl. Tab.), daß der Bodensee schon in seinem natürlichen Zustande weitgehend regulierend wirkt: Die Zuflußmengen schwanken im Verhältnis 1 : 62, die Abflußmengen bei Stein dagegen nur im Verhältnis 1 : 10.

Aus dieser natürlichen Regulierung des rheinischen Wasserhaushaltes ziehen schon jetzt Schiffahrt, Kraftnutzung und Landeskultur Gewinn. Durch Aufbesserung der Kleinwassermengen bleibt die für die Schiffahrt nötige Fahrwassertiefe abwärts Basel bis zum Niederrhein an einer größeren Zahl von Tagen erhalten, als es ohne die ausgleichende Wirkung des Bodensees der Fall wäre. Die schiffahrtstörenden Hochwasser werden auf wenige Tage im Jahre zusammengedrängt. Dafür leidet die Bodenseeschiffahrt selbst unter den Seeschwankungen, ein Nachteil, der freilich den Vorteil der Rheinschiffahrt nicht im entferntesten erreicht. Ganz besonders aber werden die Rheinkraftwerke durch die Retention des Bodensees begünstigt. Nur wenige Gewässer weisen eine so verhältnismäßig ausgeglichene Wasserführung wie der Oberrhein auf. Mit aus diesem Grunde gehören die Oberrhein-Kraftwerke zu den besten der ganzen Erde. Die starke Abschwächung der Rheinhochwasser durch den Bodensee leistet ferner der gesamten Landeskultur des Rheintales einen unberechenbaren Dienst, wofür freilich die Seeanwohner die Kosten zu tragen haben; ziehen doch die Hochwasserstände des Bodensees etwa 37 km² Uferzone, 10000 Anwohner und 1376 Gebäude in Mitleidenschaft. Der mit 5 % kapitalisierte Schaden mit 1,5 Millionen Gold-Franken ist allerdings mit dem landeskulturellen Vorteil, den die Rheinanwohner aus der Hochwasserzurückhaltung bis zum Meer hinunter genießen, nicht vergleichbar.

Trotz des großen Nutzens, den die natürliche Regulierung des rheinischen Wasserhaushaltes durch den Bodensee erfährt, erscheint dem Wasserwirtschaftler eine künstliche Verbesserung erwünscht und möglich. Dabei sollen die bestehenden Vorteile nicht nur erhalten, sondern vergrößert und die vorhandenen Nachteile nach Möglichkeit beseitigt werden. Die Gesamtheit der Vorteile soll einen Höchstwert darstellen. Die drei Hauptgruppen von Wassernutzungen: Schiffahrt, Kraftgewinnung und Landeskultur sind zunächst gesondert zu behandeln. Ihre Belange fallen nicht immer zusammen, sondern widersprechen sich manchmal, so daß ein vernünftiger Ausgleich zu suchen ist.

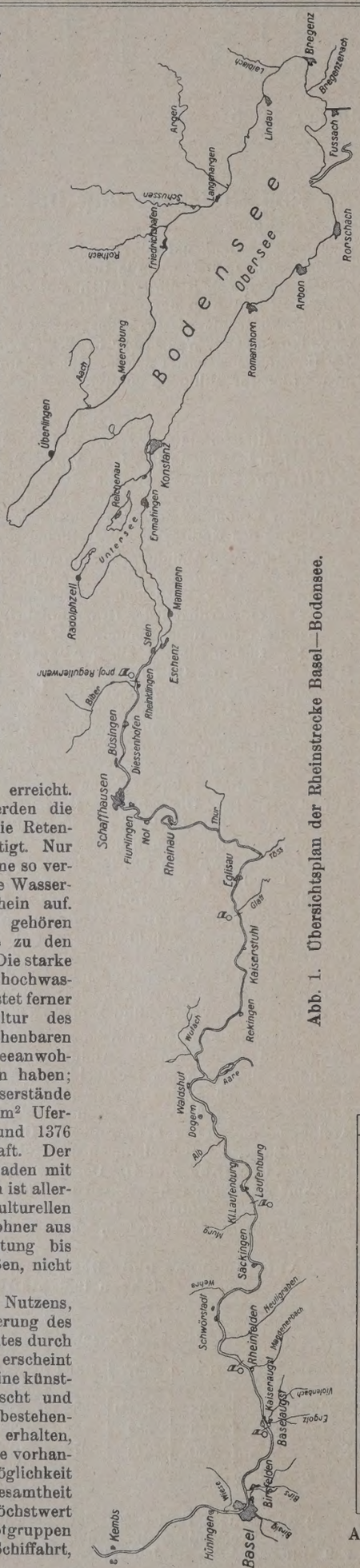


Abb. 1. Übersichtsplan der Rheinstrecke Basel—Bodensee.

Nicht einmal die Schiffahrt hat durchweg entlang dem Rhein und dem Bodensee gleichlaufende Belange. Die Bodenseeschiffahrt selbst verlangt gleichhohe Seestände, womöglich zwischen 3 und 4,8 m am Konstanzer Pegel. Dies würde durch eine Verminderung des Abflusses in den Wintermonaten und eine Vermehrung in den Sommermonaten erreichbar sein. Hierdurch wäre aber die Rheinschiffahrt von Basel bis nach Holland benachteiligt. Diese ist vielmehr auf die Zuschußwasser aus dem Bodensee angewiesen, und zwar im Winter für die Oberrheinschiffahrt ab Basel bis Mainz und von August bis November für die Schiffahrt auf dem Niederrhein (vergl. die wenig einheitliche Wasserstandbewegung des Rheins in Abb. 2). Dies bedingt in den genannten Zeiten verstärkten Abfluß aus dem Bodensee, der nur dann in ausreichendem Maße möglich wird, wenn der Stauraum tunlichst groß, d. h. der Hochwasserstand möglichst tief gelegt wird. Dadurch werden aber die Schwankungen des Seespiegels zum Nachteil der Bodenseeschiffahrt größer, anstatt kleiner. Die Schiffahrt auf dem Bodensee muß sich also im Interesse der Schiffahrt auf dem Ober- und Unterrhein gewisse Beschränkungen gefallen lassen. Durch Verbesserungen an den Häfen und Landungseinrichtungen der Bodenseestädte lassen sich größere Nachteile hieraus vermeiden.

Ebenso wie die Schiffahrt verlangt die Kraftnutzung tunlichst Vergrößerung des Stauraumes, damit recht viel Wasser im Sommer aufgespeichert werden kann, das in den Wintermonaten den Kraftwerken den sonst am Oberrhein mangelnden und wertvollen „Winterstrom“ liefern soll.[2]) Der Abfluß des Wasservorrates für die Kraft-

[2]) So mußte z. B. das Kraftübertragungswerk Rheinfelden im Winter 1920/21 die Stromlieferung um 35 % einschränken.

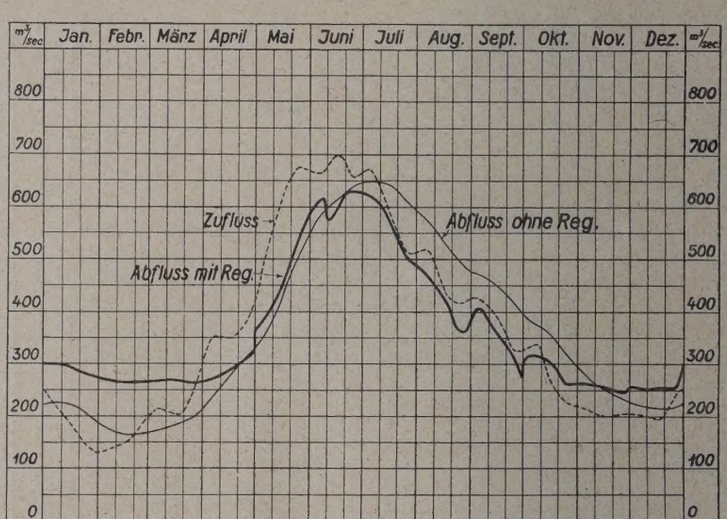


Abb. 3. Zufluß zum Bodensee und Abfluß bei Stein im Mittel der Jahre 1901/1920.

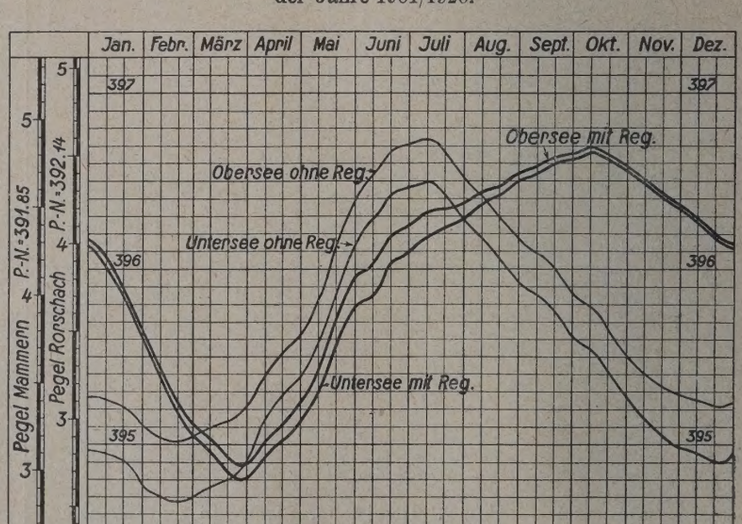


Abb. 4. Wasserstände des Bodensees (Untersee und Obersee) im Mittel der Jahre 1901/1920.

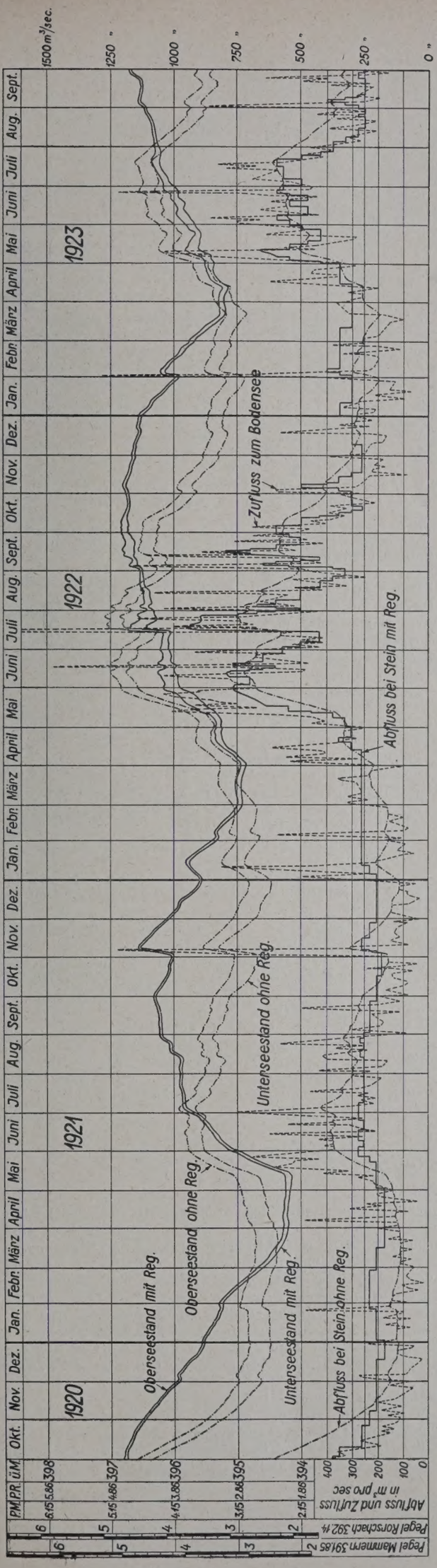


Abb. 5. Regime des Bodensees ohne und mit Regulierung.

werke wird sich leider nicht durchweg auf dieselbe Zeitspanne erstrecken, in der auch die Schiffahrt Zuschußwasser nötig hat. Wenigstens gilt dies bezüglich der Niederrheinschiffahrt, die gerade in den Monaten Dezember bis März keinen Zuschuß braucht (Abb. 2), so daß das in diesen Monaten zur Speisung der Kraftwerke ablaufende Mehrwasser für die Schiffahrt großenteils verloren ist. Wenn man nach Ingenieur Maier-Schaffhausen[3]) einen künstlichen Mehrabfluß von durchschnittlich 72 m³/Sek. für die Monate Dezember bis März herbeiführt, so erzielt man auf der Oberrheinstrecke bis Kembs bei 145 m Gesamtgefälle einen Mehrbetrag von 209 Millionen kWh wertvoller Winterenergie; dabei ist mit einer Verminderung des natürlichen Stauraumes von 80 cm gerechnet. Jedes Zentimeter mehr an Stauhöhe würde weitere 1,5 Millionen kWh an Winterenergie liefern. Dieser Energiegewinn reizt einerseits zur Verminderung der Hochwasserabsenkung, für die man seither etwa 80 cm gefordert hat, anderseits zur Vergrößerung der Tiefenabsenkung, die man bisher glaubte vermeiden zu können. Angesichts der bedeutenden, für den Energiegewinn zahlenmäßig nachweisbaren Vorteile möglichst großen Stauraumes bedarf diese Frage eines besonders eingehenden Studiums. Man wird vielleicht gewisse Nachteile für die Schiffahrt auf dem See, für den Hochwasserschutz oder für die Fischerei als minder bedeutsam ertragen müssen, um nicht die wirtschaftlich größeren Vorteile für die Rheinschiffahrt und Kraftnutzung entbehren zu müssen.

Erwähnt sei an dieser Stelle der Vorschlag des Ingenieurs Sommer, die künstliche Regulierung des Wasserabflusses auch auf die Tagesstunden auszudehnen, z. B. nachts nur 50 m³/Sek., am Tage aber zwischen 200 und 600 m³/Sek. abfließen zu lassen, um auf diese Weise die gesamte Stromerzeugung am Oberrhein der Bedarfskurve anzupassen und das Mitarbeiten von Dampfreserven oder Wasser-Akkumulierwerken unnötig zu machen oder den Strom besser als in den elektrochemischen Werken verwerten zu können. Dies hätte ein Zusammenarbeiten aller Oberrheinkraftwerke, eine besondere Art des technischen Ausbaues der Oberrheinkanalisierung und die Möglichkeit des Wiederausgleichs der ungleichmäßigen Wasserlieferung bei den untersten Kraftwerken zur Voraussetzung. Könnten diese Vorbedingungen erfüllt werden, so würde der Wert der Oberrhein-Wasserkräfte noch außerordentlich steigen.

Die Landeskultur und der Hochwasserschutz der Bodenseegegend, deren Belange den Ausgangspunkt der künstlichen Bodenseeregulierung bildeten, treten in ihrer wirtschaftlichen Bedeutung hinter die Interessen der Rheinschiffahrt und der Kraftgewinnung am Oberrhein erheblich zurück. Gewiß ist es wünschenswert, daß die Höchstwasserstände um etwa 80 cm abgesenkt werden, damit am See kein Hochwasserschaden mehr entsteht; dennoch wird zu erwägen sein, ob nicht ein kleiner Teil des Schadens ertragen werden soll, um anderseits das Mehrfache an Nutzen bei der Kraftgewinnung oder durch die Verbesserung der Schiffahrt zu erzielen. Vor allem aber müßte dahin gestrebt werden, den Hochwasserschutzraum einzuschränken, damit von dem Wasserüberfluß des Sommers möglichst viel zurückgehalten werden kann. Dies wäre möglich, wenn man den Höchstabfluß, der mit Rücksicht auf die bestehenden Verhältnisse bei Schaffhausen bisher auf 1062 m³/Sek. begrenzt war (Schaffhauser Bedingung), auf 1300 bis 1400 m³/Sek. in Ausnahmefällen steigern könnte, was neuerdings die Ingenieure Maier-Schaffhausen als zulässig bezeichnet haben, sobald im Gebiet von Schaffhausen für solche Hochwassermengen ausreichend Platz geschaffen sein wird.

Seit mehr als 100 Jahren haben die häufig eintretenden Überschwemmungen am Bodensee das Verlangen nach einer wirksamen Abhilfe wachgerufen. Veranlaßt durch die bekannten Hochwasser von 1817 (mit 1200 m³/Sek. Abfluß bei Schaffhausen) und von 1821, ließ J. Waibel-Konstanz eine Schrift erscheinen mit dem Titel: „Dringende Notwendigkeit vom Fuß des Rheinfalles bis über die Schaffhauser Brücke einen unterirdischen Kanal zu graben, um den ferneren Überschwemmungen am Bodensee vorzubeugen". Aber als die erste, auf genauer Grundlage beruhende und noch heute wertvolle Arbeit ist die von Honsell zu nennen: „Der Bodensee und die Tieferlegung seiner Hochwasserstände", Stuttgart 1879. Er sucht eine Absenkung des Hochwassers um 70 cm und eine kleine Hebung der Niederwasserstände durch Querschnitterweiterung am Eschenzer Horn und Regulierungsarbeiten bis zur Bibermündung zu erreichen. Das Ziel bleibt beschränkt auf die Verbesserung des Hochwasserschutzes und der Landeskultur im Bereich des Sees. Dazu sollten die einfachsten baulichen Mittel genügen, deren Kosten sich damals auf 1,5 Millionen Franken belaufen hätten; von Menschenhand abhängige Bedienung

[3]) „Bodenseeregulierung, Hochwasserschutz, Kraftnutzung und Schiffahrt", von Karl u. Erwin Maier, Schaffhausen 1924, Selbstverlag. Dieser sehr sorgfältig und eingehend bearbeiteten Denkschrift sind die Abb. 3 bis 8 entnommen. Die Höhenkoten sind überall auf den Ausgangshorizont des neuen schweizerischen Präzisionsnivellements bezogen: Pierre du Niton bei Genf 373,600 Meereshöhe; diese Koten sind um 0,46 m zu verkleinern, um sie auf N.N. zu beziehen.

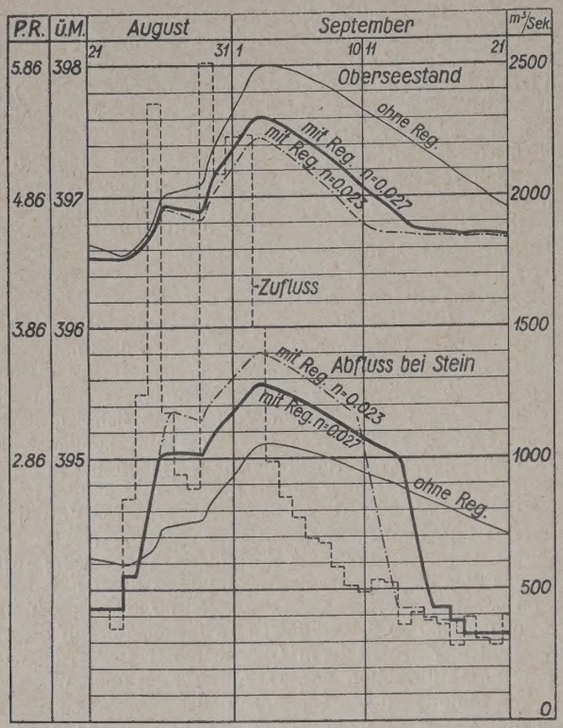


Abb. 6. Herbsthochwasser 1890 ohne und mit Regulierung.

eines Abschlußwehres sollte vermieden werden. Der bekannte Linth-Ingenieur Legler bestritt die Honsellschen Berechnungsunterlagen und wollte den Rhein von Stein bis Schaffhausen stark ausbaggern (6,5 Millionen m³ Aushub), um im Untersee eine Senkung von 1 m, im Obersee eine solche von 0,88 m zu erzielen. Professor Culmann-Zürich trat Honsells Berechnungen bei, und das Eidgenössische Oberbauinspektorat in Bern gelangte in den Arbeiten seiner Ingenieure Epper und Gerber 1893 und 1899 zu ähnlichen Ergebnissen wie Honsell.

Während in allen bisherigen Plänen der Zweck der Korrektion fast ausschließlich in der Tieferlegung der Hochwasserstände erblickt wurde, daher auch die Kosten der Korrektion im Verhältnis zu den Hochwasserschäden viel zu groß waren, traten seit 1900 die Forderungen der Kraftwerke und der Großschiffahrt hinzu. So enthält das für den schweizerischen Bundesrat im Jahre 1913 erstattete Gutachten des Ingenieurs W. Bossard zum ersten Male neue Gesichtspunkte. Es nimmt Rücksicht auf die Belange der seit 1879 erheblich entwickelten Rheinschiffahrt, wenn auch nicht genügend, und auf jene der neu erstandenen Kraftwerke und gelangt daher zur Herstellung eines beweglichen, feinere Regulierung gestattenden Wehres unterhalb des Seeausflusses. Des weiteren legt Bossard zur Erreichung einer Hochwassersenkung um 0,80 m die Rheinsohle zwischen Stiegen und Schaffhausen tiefer. Im Jahre 1922 erschien dann eine im Auftrage des Nordostschweizerischen Schiffahrtverbandes von Ingenieur H. Sommer-St. Gallen bearbeitete verdienstvolle Zusammenstellung des bisher Geleisteten mit dem Vorschlag einer Korrektion zwischen Untersee

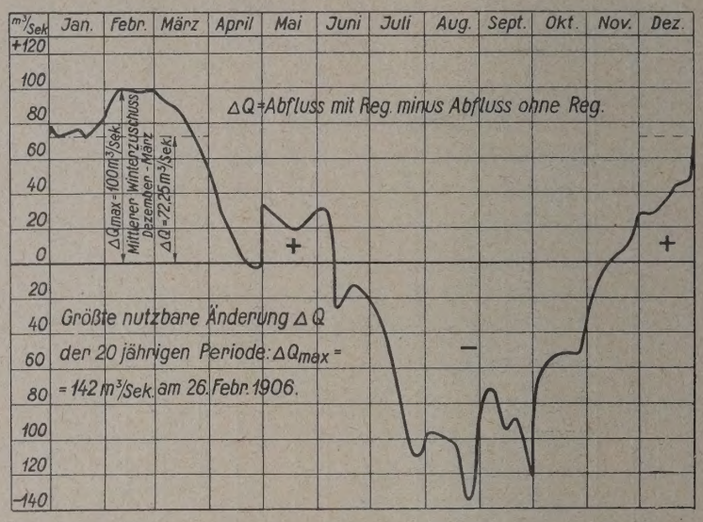


Abb. 7. Änderung der Abflußmengen im Rhein infolge der Bodenseeregulierung im Mittel der Jahre 1901/1920.

und Bibermündung nebst einem Regulierwehr daselbst. Die Senkung des Unterseehochwassers war zu 98 cm, die des Oberseehochwassers zu 83 cm berechnet. Neu ist hierbei der Vorschlag einer täglichen Abflußregulierung nach den Bedürfnissen der Kraftwerke.

Da die Schiffahrtinteressenten am Unterrhein dem Plan der Bodensee-Abflußregulierung mit gewisser Sorge entgegengesehen haben, so ist auch von der preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde ein Gutachten über die Regulierung der Wasserstände des Bodensees eingeholt worden.

Im März d. J. erschien die neueste Bearbeitung der Bodenseeregulierung aus der Hand der Ingenieure Karl und Erwin Maier-Schaffhausen, die wiederum Fortschritte zeigt. Das Ziel der Bodenseeregulierung ist danach (Abb. 5, 6 u. 7):

1. Senkung der außerordentlichen Hochwasserstände im Bodensee und im Rhein bei Schaffhausen um 80 cm;
2. Erhöhung der Niederwasserabflußmenge ohne zu tiefe Senkung des Bodensees, womöglich von 100 m³/Sek. auf 200 m³/Sek.; der Abfluß wird meist auf 230 oder 260 m³/Sek. und mehr bleiben;
3. Erleichterung der Schiffahrt und vollständige Ausnutzung der Wasserkräfte;
4. Zulassung zeitweiser größerer Abflußmengen als bisher: Beseitigung der Schaffhauser und Büsinger Bedingung, 1300 anstatt 1062 m³/Sek.

Wie Abb. 4 zeigt, wird der Bodensee mit Regulierung seinen tiefsten Stand im Frühjahr etwa 5 Wochen später als bisher erreichen. Dieser wird fast gleich verlaufen wie ohne Regulierung. Der See wird dann langsamer ansteigen und den Höchststand ungefähr 13 Wochen später erreichen. Das mittlere Seestandmaximum wird im Obersee wenig tiefer, im Untersee etwas höher stehen als bisher, und die Seen werden ihren hohen Stand länger innehalten als ohne Regulierung. Hierauf wird die Abnahme zuerst langsamer, dann aber ziemlich rasch eintreten bis zum Tiefststand. Der niedrige Wasserstand wird im regulierten See von kürzerer Dauer sein als früher, und das Jahresmittel der Wasserstände wird höher liegen.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Entwicklungsgeschichte des Stellwerkbaues.

Von Regierungsbaurat van Biema, Halle a. d. Saale.

(Schluß aus Heft 32, Jahrg. 1924.)

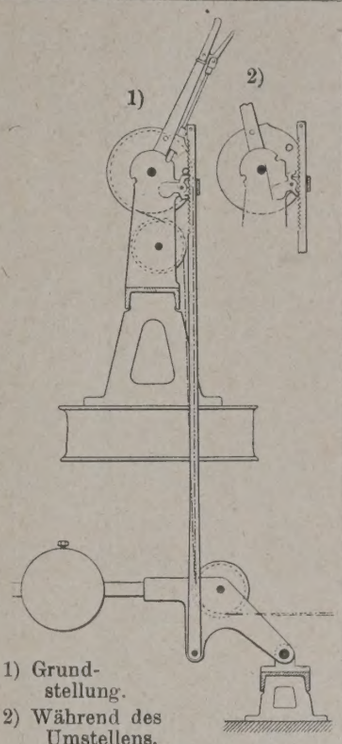
III. Äußere Stellwerkteile.

Drahtzugspannwerke. Zur sicheren Bewegungsübertragung von den Stellwerkhebeln auf die angeschlossenen Signale, Weichen usw. ist die selbsttätige Erhaltung einer Ruhespannung in den Leistungen und selbsttätiger Ausgleich der bei Wärmeschwankungen auftretenden Längenänderungen notwendig. Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, sind seit Einführung des doppelten Drahtzuges selbsttätige Gewichtspannwerke benutzt worden. Im wesentlichen müssen die Spannwerke die Bedingung erfüllen, daß das Spanngewicht in der Ruhelage den Längungen und Verkürzungen des Drahtes folgen kann; dagegen muß beim Umstellen der Weiche oder Bedienen des Signals das Anheben des Gewichts verhindert werden, weil sonst die Stellbewegung nicht auf den Antrieb übertragen, sondern durch das Heben des Gewichts aufgezehrt werden könnte.

Als eins der ersten selbsttätigen Spannwerke mit Sperrvorrichtung kann das der Firma Jüdel aus dem Jahre 1883 gelten (Abb. 21). Dieses Spannwerk besitzt einen drehbaren Gewichtshebel mit zwei Seilrollen, über die je ein Strang des Doppeldrahtzuges geführt ist. Mit dem Gewichtshebel steht eine Zahnstange in Verbindung, deren Zähnen gegenüber eine Sperrklinke angeordnet ist. Diese in Ruhelage des Hebels durch einen Ansatz der Seilrolle gehaltene Klinke wird bei Beginn der Sperrbewegung freigegeben, fällt dann in die Sperrzähne ein und macht so die weitere Stellbewegung von der Gewichtswirkung unabhängig. In zweckmäßigerer Weise wird die Aufgabe erfüllt, wenn man zur Ausschaltung der Gewichtswirkung beim Umstellen den Spannungsunterschied benutzt, der im Zug- und Nachlaßdraht bei Beginn der Hebelstellung hervorgerufen wird.

Auf diesem Gedanken beruht die von Büssing im Jahre 1885 konstruierte Ausgleichvorrichtung mit zwei nebeneinander gelagerten Spanngewichten (Abb. 22). Die beiden Gewichte selbst oder die sie tragenden Hebel sind durch Gelenklaschen verbunden, die mit Sperrbacken versehen sind. Zwischen den Gewichten und ihren Laschen

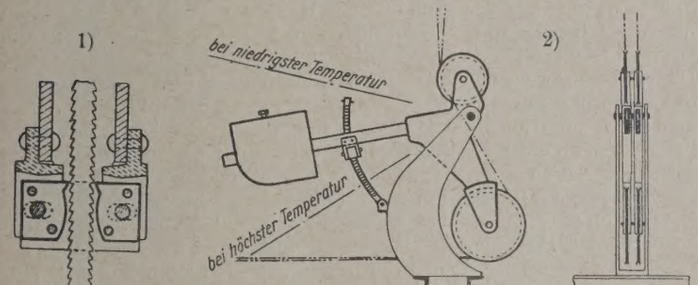
ist eine Sperrstange angeordnet. Ist in beiden Drahtzügen gleiche Spannung, so stehen die Spanngewichte in gleicher Höhe, und die Sperrbacken lassen die Zahnstange frei. Wird der Signalhebel umgelegt, so wird infolge Spannungsänderung im Drahtzug das Gewicht des Zugdrahtes etwas gehoben, das des Nachlaßdrahtes gesenkt. Infolgedessen stellen sich die Verbindungslaschen schräg und klemmen sich mittels ihrer Sperrbacken an der Stange fest, das Anheben der Gewichte für die weitere Hebelstellung verhindernd. Dieses einfache, in langjährigem Betriebe bewährte Prinzip liegt auch der Einheitsbauart der Reichsbahn zugrunde.



1) Grundstellung.
2) Während des Umstellens.

Abb. 21. Drahtzugspannwerk (1 Spanngewicht).

W e i c h e n - S p i t z e n v e r s c h l ü s s e. Mit Einführung der Weichenfernbedienung auf den deutschen Eisenbahnen wurde auch der Weichen-Spitzenverschluß angewendet, eine Vorrichtung, die die jeweilig anliegende Weichenzunge, unbeschadet der im Stellgestänge auftretenden Hubverluste, an die Backenschiene drückt und in dieser Lage festhält. Hierdurch entfiel die bis dahin vorgesehene



1) Vergrößerte Darstellung der Feststellvorrichtung. 2) Gesamtansicht.

Abb. 22. Drahtzugspannwerk. Bauart Jüdel 1885 (2 Spanngewichte).

und z. B. in England heute noch übliche besondere Verriegelung der Weiche mittels Riegelhebel und Übertragungsgestänge (vergl. Teil 2, Abb. 19, „Die Bautechnik" 1924, Heft 32, S. 357). Eine große Anzahl von Bauformen sind für die Spitzenverschlüsse vorgeschlagen und verwendet worden. Die älteren davon waren nicht aufschneidbar, so daß also eine Beschädigung der Verschluß- oder anderen Weichenteile eintrat, wenn die falschliegende Weiche von der Wurzel her befahren wurde.

Da im Betriebe solche Zerstörungen häufiger vorkamen, suchte man in verschiedenartiger Weise Abhilfe zu schaffen, z. B. dadurch, daß man entsprechend schwach bemessene, leicht ersetzbare Teile einfügte.

Wenn auch diese Teile (Abscherstifte) so stark gewählt wurden, daß sie im allgemeinen auch bei größter Kraftwirkung auf den Stellhebel nicht zu zerstören waren, so konnte dies doch eintreten, wenn die Zwischenteile durch Abnutzung geschwächt waren.

Später wurden die Spitzenverschlüsse dieser Art durch vollkommenere Vorrichtungen ersetzt, als man die starre Zungenverbindung aufgab. Die Zungenbewegung ging dann so vor sich, daß sich die Verriegelung der anliegenden Zunge bei der zuerst allein stattfindenden Bewegung der abliegenden Zunge löste, dann beide Zungen sich gleichzeitig bewegten bis zur Anlage der vorher abliegenden Zunge an ihre Backenschiene und danach diese Zunge verriegelt wurde, während sich die andere bis zur Endlage allein weiterbewegte.

Die Aufschneidbewegung der Weichenzungen wurde durch Übertragungsmittel (Gestänge, Drahtzug) nach dem Stellwerk weitergeleitet, so daß dem Wärter das Aufschneiden kenntlich gemacht und außerdem die Sperrung der abhängigen Signalhebel herbeigeführt wurde. Einer der ersten nicht aufschneidbaren Spitzenverschlüsse (Büssing 1879), der Wärmeschwankungen innerhalb gewisser Grenzen unschädlich machte, bestand aus einer mit der Weichenstange verbundenen Schaltgabel mit Leergang, die von einem mit dem Weichengestänge

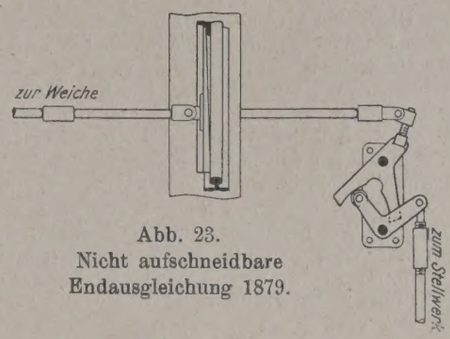
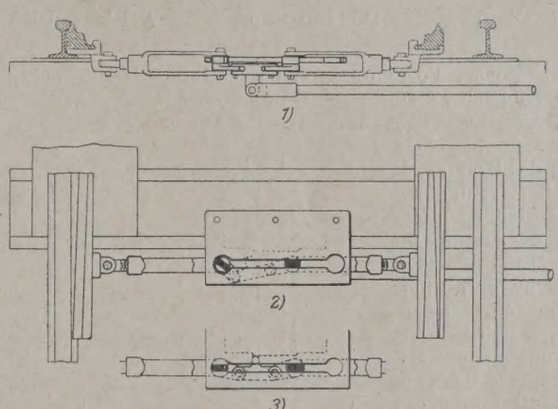


Abb. 23.
Nicht aufschneidbare Endausgleichung 1879.

verbundenen Winkelhebel gedreht und in den Endlagen festgehalten wurde (Abb. 23).

Diese Endausgleichung ist später mit einem sogenannten „Abscherbolzen" versehen worden, der im gewöhnlichen Betriebe der im Gestänge auftretenden Beanspruchung genügte, dagegen beim Auftreten größerer Kräfte, wie beim Aufschneiden der Weiche, abgeschert wurde.

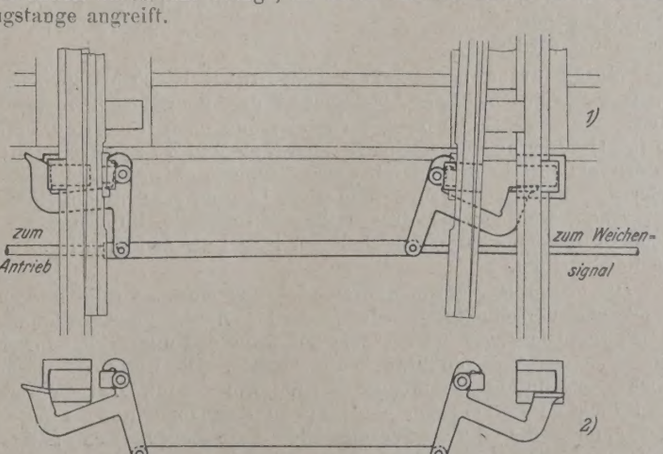
Im Jahre 1886 erdachte Büssing das aufschneidbare Weichenschloß, auch Kurbelweichenschloß genannt (Abb. 24). An den Zungenkloben greifen Gabeln an, die an ihrem inneren Ende je eine Kurbel aufnehmen. Die Kurbeln sind mit flachen Ansätzen versehen und unter sich durch ein Gelenkstück verbunden, an das die Antriebstange gehängt ist. Innerhalb der Weiche ist ein Führungstück befestigt, in dessen geradlinigem, an beiden Enden kreisförmig erweitertem Schlitz sich bei der Weichenstellung die Kurbelansätze zuerst verschieben und dann zum Verschluß der anliegenden Weichenzunge drehen.



1) Querschnitt. 2) Grundriß: Endstellung.
3) Grundriß: Während des Umstellens.

Abb. 24. Aufschneidbares Kurbelweichenschloß.

Als grundlegende Umgestaltung des 1887 bekannt gewordenen Wittener Spitzenverschlusses ist das von Büssing vorgeschlagene Hakenweichenschloß (Abb. 25) anzusehen, das zuerst im Jahre 1892 ausgeführt wurde und mit geringen Abänderungen den heutigen Einheitsspitzenverschluß der Reichsbahn bildet. Das Hakenschloß vermeidet die aus betrieblichen Gründen unangenehme Anordnung von Verschlußteilen innerhalb des Gleises. In zwei Kloben ist unter den Weichenzungen je ein Verschlußhaken drehbar angebracht, der das an der zugehörigen Fahrschiene befestigte Verschlußstück unmittelbar umklammert. Die beiden Verschlußhaken sind gelenkig verbunden durch eine Stange, an deren inneren Enden die Weichenzugstange angreift.

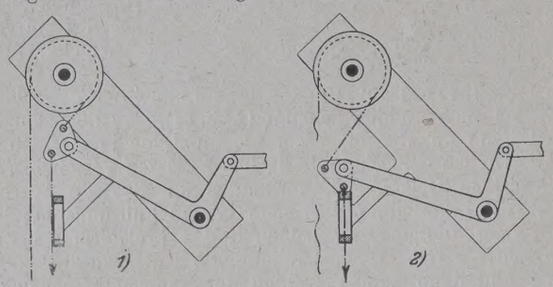


1) Endstellung. 2) Während des Umstellens.

Abb. 25. Hakenweichenschloß.

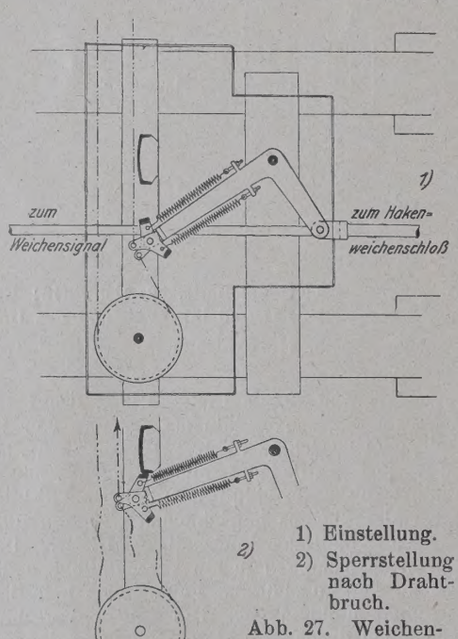
Weichenantriebe. Die ersten Weichenantriebe bestanden aus einem seitlich der Weiche angeordneten einfachen Winkelhebel, durch den die Bewegungen des als Stellmittel verwendeten Gestänges auf die gekuppelten Weichenzungen übertragen wurde. Die Firma Jüdel hat dann den Antriebhebel für Leergang in den Endstellungen eingerichtet (Endkompensation), so daß die Weiche sicher in ihre Endlage gebracht und darin festgehalten wurde.

Als Weichenantrieb für Doppeldrahtzug diente anfänglich eine mit einem Stellzapfen versehene Seilrolle. Nach Einführung des Drahtzugspannwerks wurde der Weichenantrieb mit Sperreinrichtung versehen, die verhindern sollte, daß beim Reißen eines der beiden Leitungsdrähte die Weiche unter Einwirkung des Spannwerks durch den nicht gerissenen Draht umgestellt würde.



1) Endstellung. 2) Sperrstellung nach Drahtbruch.
Abb. 26. Federlose Drahtbruchsperre am Weichenantrieb 1887.

Eine solche Vorrichtung, die selbsttätige Drahtbruchsperre für Weichenantriebe, stammt aus dem Jahre 1887. Sie wurde zuerst als federlose Sperre gebaut (Abb. 26). Ihr Antriebhebel trägt ein Gelenkstück, das in einen Strang des Drahtzuges geschaltet ist und bei ordnungsmäßigem Zustande der Leitung an einem festen Anschlag vorbeischwingt; bricht dagegen ein Drahtstrang, so wird durch den vom Spannwerk beeinflußten, nicht gerissenen Draht das Gelenkstück so verdreht, daß es sich am Anschlag fängt und die Weichenumlegung verhindert.



1) Einstellung.
2) Sperrstellung nach Drahtbruch.
Abb. 27. Weichenantrieb mit Federsperre 1891.

Verbessert wurde die Wirkung des Sperrstücks zuerst durch Anordnung einer Zugfeder, an deren Stelle später (1891) zwei Winkelhebel mit je einer Zugfeder traten (Abb. 27), eine Anordnung, wie sie auch jetzt noch von der Deutschen Reichsbahn ausgeführt wird.

Weichenriegel. Zum Verriegeln sowohl örtlich als auch fernbedienter Weichen, die in Abhängigkeit von Signalen stehen, werden Riegel- oder Verschlußrollen verwendet. Je nach ihrer Anordnung in der Drahtleitung unterscheidet man End- und Zwischenriegel: Der Endriegel wird in besonderen Riegelleitungen, entweder als einziger oder als letzter von mehreren in diese Leitung geschalteten Riegeln verwendet, während die übrigen Riegel in dieser Leitung und sämtliche in die Signalleitung geschalteten Riegel als Zwischenriegel ausgebildet werden.

Die ersten Riegelformen bestanden aus einer Seilrolle mit aufgesetztem Verschlußkranz, der mit der Riegelstange zusammenarbeitete. Diese war mit der Weiche verbunden und erhielt für das Eintreten des Verschlußkranzes Einschnitte. Die Endriegel werden noch heute in dieser einfachen Grundform gebaut, Zwischenriegel sind dagegen mit einer besonderen Ausgleichvorrichtung versehen, die einmal die durch Wärmeeinflüsse herbeigeführten Längenänderungen der Drahtleitung für den Weichenverschluß unschädlich macht und außerdem bei Einschaltung des Riegels in die Signalleitung auch das selbsttätige Haltfallen des Signals bei Durchbruch zuläßt.

Von der Firma Jüdel wurde im Jahre 1891 die sogenannte „Kurvenverschlußrolle“ (Abb. 28) ausgeführt, bei der die beiden Drahtstränge über je eine Stellrolle gleichzeitig angeschlossen sind, so daß sie beim Stellen entgegengesetzt und bei den durch Wärmeeinflüsse hervorgerufenen Längenänderungen in gleichem Sinne gedreht wurden.

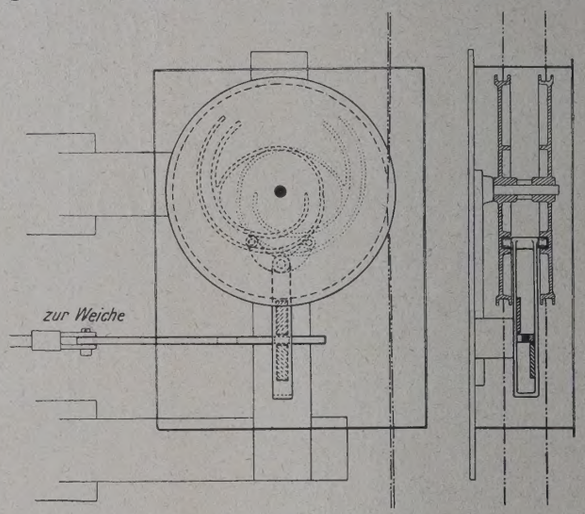


Abb. 28. Kurvenverschlußrolle (Zwischenriegel) 1891.

Von den Rollen wird ein Verschlußstücke tragender Hubbügel bewegt, der die mit Einschnitten versehene Riegelstange umgreift. Bei gleichgerichteten Rollenbewegungen bleibt der Bügel unbeeinflußt, während er bei ordnungsmäßigem Stellen die Riegelung herbeiführt. Später wurde statt der gemeinsamen Riegelstange für jede Zunge eine besondere Riegelstange angeordnet, mit je einem Einschnitt für die anliegende und einem längeren Einschnitt für die abliegende Zunge. Dadurch wurde erreicht, daß bei Verriegelung der anliegenden Zunge die Riegelrolle nur gedreht werden kann, wenn die abliegende Zunge genügend weit von ihrer Backenschiene entfernt ist, da nur in diesem Falle der Einschnitt der Riegelstange den freien Durchgang des Riegels gestattet. Diese Einzelverriegelung der Weichenzungen mittels getrennter Riegelstangen (Kontrollriegelung) wird heute auf deutschen Hauptbahnen allgemein bei Weichen angewendet, die von ein- oder ausfahrenden Personenzügen gegen die Spitze befahren werden.

Eine Zwischenriegelrolle, die durch Längenänderungen der Drahtleitung nicht beeinträchtigt wird und beim Reißen des Drahtzuges die angeschlossenen Signale sicher auf „Halt“ fallen läßt, verwendet den sogenannten „Verschlußrollenantrieb“. Diese Riegelanordnung bedarf im Gegensatze zu früheren Ausführungen auch bei langen Leitungen nur verhältnismäßig kleiner Seilrollen. Die Rollen sind mit Innenverzahnung versehen und übertragen ihre Bewegung unter Vermittlung eines Stufenzahnrades durch eine mit Klauenkupplung versehene Schwinge auf die Verschlußscheibe. Bei Längenänderungen der Drähte drehen sich die Seilrollen im entgegengesetzten Sinne, ohne die Verschlußscheibe zu bewegen. Wenn bei Drahtbruch die Schwinge von den Seilrollen weiterbewegt wird, die Verschlußscheibe sich aber infolge von Anschlägen über ihre Endstellung hinaus nicht weiterdrehen läßt, dann entkuppelt sich die Scheibe selbsttätig in der Schwinge, so daß sich die Seilrollen nach Bedarf allein weiterdrehen lassen; vergl. die im Teil I, Abb. 7 („Die Bautechnik“ 1924, Heft 19, S. 199) dargestellte Stahmersche Verschlußrolle. Bei dem von der Reichsbahn als Einheitsform bestimmten Riegel ohne selbsttätige Entkupplung ist die Schwinge nicht unmittelbar mit der Verschlußscheibe gekuppelt, sondern mit einem Zahnrade, das die Bewegung des Drahtzuges unter erheblicher Verkleinerung des Drehwinkels durch ein Zwischenzahnrad auf die ebenfalls mit Innenverzahnung versehene Verschlußscheibe überträgt. Infolge der eingeschalteten Zahnradübersetzungen wird die Bewegung des Riegelkranzes verlangsamt, damit bei Bruch der Signalleitung zwischen Stellhebel und Zwischenriegel die Haltstellung des Signals nicht durch vorzeitiges Anschlagen des Riegelkranzes an den Riegelstangen verhindert wird.

Fühlschienen. Bei fernbedienten Weichen, die spitz befahren werden und schlecht zu übersehen sind, ist es unter Umständen erforderlich, besondere Vorkehrungen zu treffen, um das Umstellen der Weiche unter dem Zuge zu verhindern.

Zu diesem Zwecke dienen die Sperr- oder Fühlschienen, bei denen während der Weichenumstellung eine neben der Fahrschiene angeordnete Längsschiene entsprechend bewegt wird. Ist hierbei die Weiche besetzt, so findet noch innerhalb des Verschlußweges des Spitzenverschlusses eine Sperrung des Antriebs statt. Bei den älteren

Bauarten wurde die bewegliche Schiene in wagerechter Ebene an den Kopf der Fahrschiene herangeschoben, ihr Eigengewicht brauchte also nicht gehoben zu werden, was bei den sonst üblichen, senkrecht schwingenden Sperr- oder Fühlschienen der Fall war. Vom Jahre 1899 ab baute die Firma Jüdel die senkrecht schwingende Sperrschiene, die später als Einheitsform der Deutschen Reichsbahn angenommen wurde. Diese Sperrschiene besteht aus leichtem Walzeisen von winkelförmigem Querschnitt, das an der Außenseite des Gleises dicht neben dem Schienenkopf schwingend angeordnet ist. Durch die Bogenschwingung ihres Antriebhebels wird die Sperrschiene auf- und abwärts bewegt, wobei eine Klinke der Antriebstange an einem Sperrstück vorbeischwingt, wenn die Weiche unbesetzt ist. Wird dagegen versucht, die besetzte Weiche umzulegen, so längt sich die eingeschaltete Entlastungsfeder, die Klinke stößt gegen das Sperrstück und verhindert das Umstellen. Weder beim Aufschneiden der Weiche noch beim Befahren der Sperrschiene während der Weichenumlegung wird die Sperrschiene beschädigt, da sie dann lediglich unter Längung der Entlastungsfeder nach unten gedrückt wird. Die Sperrschiene kann deshalb verhältnismäßig leicht ausgebildet werden, erschwert also das Umstellen der Weiche nur in geringem Maße.

Gleisschutz-Vorrichtungen. Zur Erzielung der nötigen Flankendeckung einer Fahrstraße fehlt es in manchen Fällen an einer Weiche, die diesen Schutz durch Stellung auf Ablenkung zu bieten vermag. Dann wendet man Gleissperren an, die in ihrer einfachsten Form quer über das Gleis liegende Bäume aufweisen, so daß ein etwa ankommendes Fahrzeug zum Halten bezw. zum Entgleisen gebracht wird. Solche Bäume sind aber meist schwer zu bewegen, auch ist die Entgleisungsvorrichtung nicht immer ganz zuverlässig, so daß in neuerer Zeit immer mehr die Entgleisungsweichen, Entgleisungsschuhe und Sperrklötze, soweit erforderlich mit Fernantrieb, angewendet werden. Bei der als Einheitsform angenommenen Schutzweiche drängt in der Sperrlage eine Entgleisungzunge den auf ihrem Auflaufstück ansteigenden Radspurkranz zuverlässig nach außen und bringt so jedes aus dem Seitengleis kommende Fahrzeug sicher zum Entgleisen (Abb. 29). Die Zunge wird zur Schiene durch zwei Lenker bewegt, von denen der eine als Antriebhebel ausgebildet ist.

Schranken. Das Bedürfnis, die in Schienenhöhe über den Bahnkörper geführten Wegübergänge beim Herannahen eines Zuges abzuschließen, stellte sich in Deutschland bald nach Einführung der Eisenbahnen heraus. Mannigfaltig sind die hierfür vorgeschlagenen Bauarten von Schranken. Die ersten Absperrvorrichtungen der Wegübergänge waren sehr einfach, sie bestanden meist aus hölzernen, in ihrer Längsrichtung verschiebbaren Bäumen. Bei dem allmählich

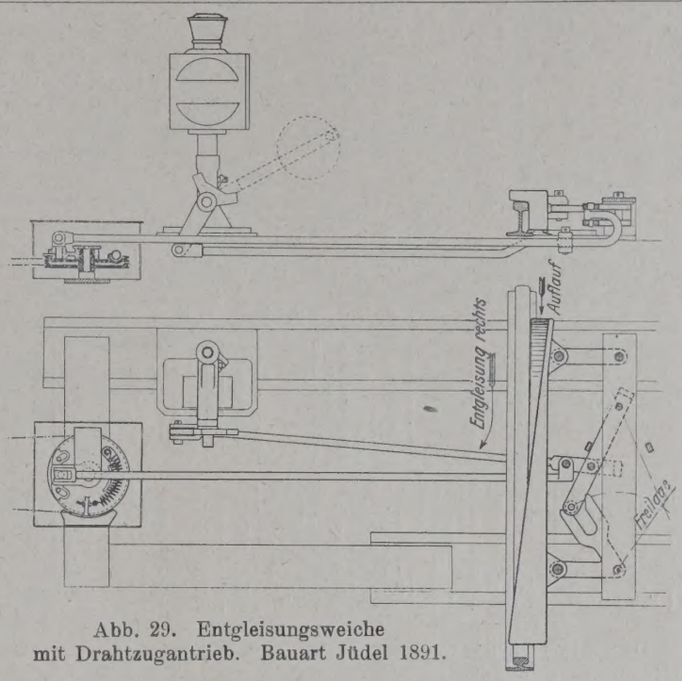


Abb. 29. Entgleisungsweiche mit Drahtzugantrieb. Bauart Jüdel 1891.

dichter werdenden Eisenbahnnetz und der schnelleren Zugfolge wurde diese Schrankenart für stark benutzte Überwege sehr bald ungeeignet; man verwendete dort lieber Schlagbäume mit Bewegung in senkrechter Ebene. Die Bäume wurden zuerst aus Holz hergestellt, aber bald schon gab man an wichtigeren Überwegen den eisernen den Vorzug.

Die Verbreitung der Schlagbäume wurde insbesondere dadurch gefördert, daß es möglich war, die beiderseitigen Bäume eines Wegübergangs zu kuppeln und sie von einer Bahnseite aus zu bedienen, so daß der Wärter die Bahn zu diesem Zweck nicht mehr zu überschreiten brauchte. Weitere Vorteile der Schlagbaumschranken sind, daß sie nur geringere Kraft zum Bedienen erfordern, da zum Ausgleich Gegengewichte vorgesehen sind, und daß sie auch von entfernten Stellen aus leicht mittels Drahtzuges bedient werden können.

Neben den bekannten Stellwerkfirmen hat sich im Schrankenbau die Firma Rawie in Osnabrück hervorgetan.

Zwischenschaltung von Querschnittswerten bei Winkeleisenprofilen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. **Uhlich**, Riesa.

Für das Berechnen von Eisenkonstruktionen neuerer Bauart stehen die erforderlichen Querschnittswerte (z. B. Fläche, Schwerpunktabstände, Trägheitsmomente) der eingeführten Walzprofile in Tabellen zur Verfügung. In älteren Eisenkonstruktionen sind dagegen Profile anzutreffen, die noch nicht der gegenwärtigen Profilfolge angehören. Ist nun für Nachrechnungen an solchen Bauwerken nicht zufällig das nach Bauzeit und Lieferwerk zutreffende alte Profilbuch bekannt und zur Hand, so muß man sich durch angenäherte Ermittlung der Werte helfen. Man nimmt in üblicher Weise hierzu wohl meist an, daß die Querschnittsfläche von geraden Linien unter rechten Winkeln umschrieben wird, macht sich also im Wege einer Annäherung von der genauen Profilform mit ihren Ausrundungen u. dergl. frei und errechnet die Querschnittswerte aus geometrisch einfachen Rechteckformen. Das Auswerten nach diesem Verfahren, das weiterhin „Rechteckverfahren“ genannt sei, erfordert bei aller Einfachheit besondere Nebenrechnung und entsprechende Zeit.

Für die in Bauwerken sehr gebräuchlichen gleichschenkligen Winkeleisen kann im Vergleich hierzu das nachstehend erläuterte Annäherungsverfahren der Zwischenschaltung des gesuchten Profils zwischen bekannte Profile benachbarter Abmessungen einfacher zum Ergebnis führen, vorausgesetzt, daß die Querschnittsausbildung nicht zu auffällig von der jetzt üblichen abweicht (also z. B. nicht zu spitz auslaufende Schenkel aufweist, für die aber auch das Rechteckverfahren nicht mehr recht zutreffend sein würde).

Zwei Fälle sind beim Zwischenschalten zu scheiden:

Fall A. Einfügen eines Profils zwischen Nachbarprofile, die zwar die gleiche Schenkellänge, aber andere Schenkelstärken haben;

Fall B. Einfügen bei gleichen Schenkelstärken und unterschiedlichen Schenkellängen.

In nachstehendem werden betrachtet: Fläche F in cm², Schwerpunktabstand ξ von der äußeren Schenkelkante in cm, Trägheitsmoment J_ξ bezogen auf die zur Schenkelkante durch den Schwerpunkt gelegte Parallele in cm⁴. Die Zahlenwerte sind entnommen dem Werke des Stahlwerksverbandes „Eisen im Hochbau“, vierte Auflage.

Fall A. Gleiche Schenkellänge, ungleiche Schenkelstärke.

Tabelle 1 enthält für verschiedene, beliebig gewählte Profilreihen die betrachteten Querschnittswerte und zeigt in Unterschiedzahlen deren Wachsen von Profil zu Profil.

Tabelle 1.

Profil	F	Unterschied	ξ	Unterschied	J_ξ	Unterschied
70 × 70 × 7	9,4		1,97		42,4	
		2,5		0,08		10,2
70 × 70 × 9	11,9		2,05		52,6	
		2,4		0,08		9,2
70 × 70 × 10	14,3		2,13		61,8	
100 × 100 × 10	19.2		2,82		177	
		3,5		0,08		30
100 × 100 × 12	22,7		2,90		207	
		3,5		0,08		28
100 × 100 × 14	26,2		2,98		235	
150 × 150 × 14	40,3		4,20		845	
		5,4		0,10		104
150 × 150 × 16	45,7		4,30		949	
		5,3		0,10		103
150 × 150 × 18	51,0		4,40		1052	

Die Unterschiedzahlen zwischen den benachbarten Werten in jeder der drei Gruppen sind nahezu gleich; d. h. die Werte dürfen von Profil zu Profil als nahezu geradlinig wachsend angesehen werden. Man kann daher für ein Profil zwischenliegender Schenkelstärke die

Werte durch geradliniges Zwischenschalten zwischen vorhandene Nachbarprofile gleicher Schenkellänge entnehmen. So lassen sich z. B. für ein Profil $100 \times 100 \times 13$ aus $100 \times 100 \times 12$ und $100 \times 100 \times 14$ die Werte $F = 24{,}4$, $\xi = 2{,}94$, $J_\xi = 221$ finden. In Vergleich hierzu errechnen sich für das gleiche Profil nach dem Rechteckverfahren die Zahlen 24,3 bezw. 2,98 bezw. 226, eine genügende Übereinstimmung beider Annäherungswege.

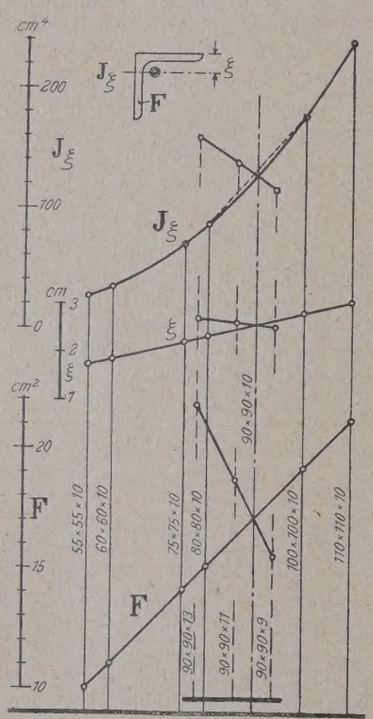
Fall B. Gleiche Schenkelstärken, ungleiche Schenkellängen.

Die als Beispiel herausgegriffene Entwicklungstabelle für den Fall B umfaßt die nachstehenden Profile gleicher Stärke:

Tabelle 2.

Profil	Unterschied der Schenkellängen in mm	F	Unterschied	Unterschied auf 5 mm Schenkellänge	ξ	Unterschied	Unterschied auf 5 mm Schenkellänge	J_ξ	Unterschied	Unterschied auf 5 mm Schenkellänge
$55 \times 55 \times 10$		10,07			1,72			26,3		
	5		1,0	1,0		13	13		8,6	8,6
$60 \times 60 \times 10$		11,07			1,85			34,9		
	15		3,0	1,0		36	12		36,5	12,2
$75 \times 75 \times 10$		14,1			2,21			71,4		
	5		1,0	1,0		13	13		16,1	16,1
$80 \times 80 \times 10$		15,1			2,34			87,5		
	20		4,1	1,0		48	12		89,5	22,4
$100 \times 100 \times 10$		19,2			2,82			177		
	10		2,0	1,0		25	12,5		62	31,0
$110 \times 110 \times 10$		21,2			3,07			239		

Da die Schenkellängen der betrachteten Profilfolge in ungleichen Abständen zueinander liegen, wurden die Unterschiedswerte noch bezogen auf je 5 mm Längenzunahme. Es wachsen danach auch im Falle *B* Flächen und Schwerpunktabstände nahezu geradlinig, nicht jedoch die Trägheitsmomente. Die Entwicklung der Werte ist in den rechts ansteigenden Linien der Abbildung dargestellt. Sie zeigen den fast geradlinigen Verlauf für F und ξ, ein Kurvenbild für J_ξ. Somit darf man in Fällen nach *B* Fläche und Schwerpunktabstand für zwischenliegende Schenkellängen zwischen Nachbarprofile geradlinig zwischenschalten. Beim Trägheitsmoment dagegen ergibt dieser Weg zu hohe Werte. Er muß also für die *J*-Werte als weniger zutreffend angesehen werden, wenn es auf größere Genauigkeit der Annäherung ankommt. Ist aber der gesuchte Winkel z. B. Gurtwinkel eines Blechträgers, so hat er auf das Gesamtträgheitsmoment im wesentlichen Einfluß durch das Produkt aus Fläche × Quadrat des Abstandes seines Schwerpunktes von der Trägheitsmomentenachse, während meist gegenüber der Größe dieses Produktes das noch zuzusetzende Trägheitsmoment des Winkels zur eigenen Schwerpunktachse, also der Wert J_ξ verschwindet, zum mindesten mit den letzten Stellen dieses Wertes. Eine Ungenauigkeit, wie sie das geradlinige Einschalten bewußt mit sich bringt, wird also bei der geringen Bedeutung der Endziffern vielfach in Kauf genommen werden dürfen. Als Beispiel erhält man für ein Profil $120 \times 120 \times 14$, geradlinig eingeschaltet zwischen $110 \times 110 \times 14$ und $130 \times 130 \times 14$, die Zahlen $F = 31{,}9$, $\xi = 3{,}47$ und $J_\xi = 430$ gegenüber 31,6 bezw. 3,51 bezw. 423 beim Rechteckverfahren.



Man wird nun oft die Möglichkeit haben, ein gesuchtes Profil nach Fall *A* oder nach *B* zwischen unweit benachbarte einzufügen. Aus der Besonderheit für die *J*-Werte im Falle *B* ist dann im allgemeinen der Weg nach *A* vorzuziehen. Doch müssen zur Probe beide Wege annähernd die gleichen Werte ergeben. Eine solche Probe ist in der Zeichnung dargestellt. In die bereits oben erwähnten rechts ansteigenden Linien nach Fall *B* sind in der strichpunktierten Ordinate die Werte für ein gesuchtes Profil $90 \times 90 \times 10$ eingeschnitten. Gegenlaufend zu den *B*-Linien ist die Entwicklung der Werte einer Profilreihe $90 \times 90 \times 9/11/13$ eingezeichnet, d. h. nach Fall *A* (zugleich ein zeichnerischer Nachweis zum Fall *A*), und zwar derart gelegt, daß die einem gesuchten Zwischenprofile $90 \times 90 \times 10$ entsprechende Ordinate mit jener zu Fall *B* zusammenfällt. Die Entwicklungslinien beider Fälle müssen sich dann in jener Zwischenordinate schneiden, wie das die Zeichnung auch zeigt. Dabei schneiden sich beim *J*-Wert die Verbindungs**gerade** von *A* mit der Verbindungs**kurve** von *B*. Eine Verbindungsgerade bei *B* — fein gestrichelt — läßt in der Zwischenordinate einen etwas zu großen Wert ablesen; der Schnittpunkt der beiden Geraden von *A* und *B* liegt seitlich der Ordinate.

Zum Schlusse sei eine Probe des Annäherungsverfahrens noch dadurch gegeben, daß ein in den Profiltabellen enthaltenes Profil als gesucht angenommen wird, die Werte hierfür sowohl aus Nachbarprofilen nach beiden Fällen eingeschaltet als auch aus dem Rechteckverfahren berechnet und die Ergebnisse mit den vorhandenen Tabellenzahlen verglichen werden. Als gesucht angenommen sei $130 \times 130 \times 14$; Zwischenschaltung nach *A* zwischen $130 \times 130 \times 12$ und $130 \times 130 \times 16$, nach *B* zwischen $110 \times 110 \times 14$ und $150 \times 150 \times 14$. Es entsteht dann die Übersicht nach Tabelle 3.

Tabelle 3.

	F	ξ	J_ξ
a) Zwischenschaltung nach *A*	34,7	3,72	539
b) „ „ *B*	34,7	3,71	582
c) nach dem Rechteckverfahren	34,4	3,76	544
d) nach der Profiltabelle	34,7	3,72	540

Wie zu erwarten war, fällt der *J*-Wert der Reihe nach *B* aus den sonstigen *J*-Werten heraus; er steht um rd. 8 % über jenem aus der Profiltabelle. Im übrigen aber stimmen die Zahlen annähernd überein. Dabei liegen in diesem Beispiel — eine Verschärfung der Probe — die Ausgangsprofile der Zwischenschaltungen in verhältnismäßig großem Abstande der Schenkelstärken bezw. -längen voneinander (4 mm Stärken- bezw. 40 mm Längenunterschied).

Das im vorstehenden erläuterte Einschalten wird bei einfacher Zwischenlage des gesuchten Profils zwischen vorhandenen Nachbarprofilen sehr oft, besonders bei dem im allgemeinen vorzuziehenden Verfahren nach *A*, durch Kopfrechnung rasch möglich sein, wird also einem Ablesen von Tabellenwerten nahezu gleichkommen. Inwieweit es etwa für Profile zweckmäßig ist, die weder nach Schenkellänge noch nach -stärke sich unmittelbar zwischen vorhandene Profile einreihen lassen und somit erst auf dem Umwege über mehrfaches Zwischenschalten erreichbar sein würden, müßte von Fall zu Fall beurteilt werden.

Das Näherungsverfahren läßt sich sinngemäß auch anwenden mit Verlängerung einer Profilreihe um ein geringes Maß über die vorhandenen Endprofile hinaus. Aus der Verlängerung der Geraden der Zeichnung kann dies gefolgert werden. Die *J*-Werte nach Verfahren *B* werden bei solcher geradlinigen Verlängerung kleiner als der Wert, der sich aus dem Verlauf der Kurve ergeben würde. So läßt sich beispielsweise ein Profil $120 \times 120 \times 16$ ermitteln durch Verlängern nach oben aus $120 \times 120 \times 13$ mit $120 \times 120 \times 15$ (Fall *A*) oder auch nach unten aus $150 \times 150 \times 16$ mit $130 \times 130 \times 16$ (Fall *B*). Die Werte hierfür sind folgende:

	F	ξ	J_ξ
a) Verlängerung nach *A*	36,0	3,55	472
b) „ „ *B*	36,1	3,55	433
c) aus Rechteckverfahren	35,8	3,59	475.

Auch dieser Weg ist also gangbar.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. Januar ausgegebene Heft 2 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: R. Sackur: Die Garage im neuen Stadtplan. Architekt Franz Nicolai und Dipl.-Ing. Bruno Wagner: Landwirtschaftliche Bauten. E. F. Berking: Architektur des Auslandes. Ministerialrat Dr. Friedrich: Aus der Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 25. „Deckeneinsturz in dem aufgestockten Geschäftshause einer Verlagsfirma." Der im Jahre 1897 errichtete viergeschossige Eckbau einer Verlagsfirma sollte zur Erweiterung des Betriebes um zwei Geschosse und im Eckteil um ein weiteres, ein 7. Geschoß, erhöht werden, ohne daß die Arbeiten im Verlagsgebäude eine Unterbrechung erleiden durften. Dabei sollte in diesem Eckbau die aus eisenbewehrten Ziegelsteinen konstruierte obere Decke das Dach selbst bilden. Von

dieser Dachdecke ist nun am 24. Januar 1923 ein Feld im Umfange von rund 14 m² eingestürzt. Die Massen durchschlugen den Fußboden, durchbrachen die Decken, die neuen sowohl wie die alten des bestehenden Gebäudes, um so von Stockwerk zu Stockwerk mit vermehrter Gewalt alles mit sich reißend auf der Decke des Kellergewölbes aufzuschlagen. Durch den Einsturz sind 13 Personen ums Leben gekommen und 11 Personen schwer verletzt worden, während eine Person nachträglich gestorben ist.

Die außerordentliche Größe des Unglücksfalles und das manchen überraschende Urteil, sowie die lebhaft umstrittenen Aussagen der Sachverständigen lassen es angezeigt sein, über diesen Fall ausführlicher zu berichten.

Den Umbau führte die Firma in Selbstunternehmung aus, wobei der bei ihr angestellte Architekt, Leiter der Bauabteilung, die Vertretung gegenüber den Behörden und Baufirmen, die gesamte Geschäftsführung und bauliche Oberleitung innehatte. Die Herstellung der sämtlichen Bauarbeiten wurde einem Maurermeister mit dem Recht auf Weitervergebung übertragen. Dieser Maurermeister hat die Herstellung der Ziegelsteindecken an eine Deckenfirma weitergegeben, während er sich die Herstellung des Estrichs aus Beton über diesen Decken selbst vorbehalten hatte. Der Maurermeister hatte für die örtliche Leitung einen Bauführer, der zur Überwachung der Bauarbeiten einen Maurerpolier eingestellt hatte. Die Arbeiten der Deckenfirma wurden ebenfalls durch einen Bauführer geleitet, dem ein Deckenpolier zur Verfügung stand.

Die eingestürzte Decke war am 28. Dezember 1922 ausgeführt worden; sie war zwischen 36 cm hohen I-Trägern gespannt, hatte 4,15 m Spannweite bei 6,71 m Länge und war mit der Trägeroberkante bündig, während sie auf dem Unterflansch mittels einer Betonstelzung von 21 cm Höhe auflag. Die Steine waren poröse Lochziegel aus dem Alaunwerk von Freienwalde a. d. O., der Zement Rüdersdorfer Portlandzement, der Zuschlagstoff guter Grubenkies. Am 17., 18. und 19. Januar 1923 wurde nun auf Veranlassung des Bauleiters zur Herstellung des Estrichs und der Abwässerungsschicht eine größere Menge Kies auf die noch in Schalung stehende Dachdecke aufgebracht. Am 19. Januar wurde durch den Bauleiter die Ausschalung eines Deckenfeldes, dessen Schalungssteifen bei der Herstellung des Estrichs in dem darunterliegenden Geschoß hinderlich waren, angeordnet und die Ausschalung am 20. Januar früh durch den Ausschaler der Deckenfirma auf die Weisung des Poliers vorgenommen, nachdem durch Anschlagen der Steifen festgestellt war, daß sie nicht mehr belastet waren. Der Deckenpolier entsprach dabei dem Verlangen zur Ausschalung der fraglichen Decken, ohne eine besondere Zustimmung seines Bauführers einzuholen, und verfuhr ganz nach eigenem Ermessen, geleitet von der Annahme, daß die Steineisendecke als ausreichend gefestigt, und der Betonmörtel als genügend erhärtet angesehen werden könne, wenn 3 Wochen seit Herstellung der Decke verflossen seien. Da die Herstellung des Feldes am 28. Dezember 1922 beendet war, es also am 19. Januar 1923 das vorgeschriebene Alter hatte, hielt er es für ausschalungsreif und gab die Anweisung zur Ausschalung. Zur Aufstellung von Notstützen sah er sich nicht veranlaßt, ebensowenig hatte er eine besondere Untersuchung des Deckenbetons auf seine Festigkeit vorgenommen. Am 20. Januar war das eingestürzte Deckenfeld ausgeschalt worden.

Am 24. Januar wollte nun der mit der Fortnahme der Stützen betraute Arbeiter mit der Ausschalung des Nachbarfeldes beginnen und schlug die Stütze mit dem Beil an, um ihren Klang zu prüfen. Da ein auffälliges „Brummen“ erfolgte, sah er sich gewarnt und stieg auf das Dach, wo er mit Bestürzung die aufgehäuften Kiesmassen sah, in einer Ausdehnung von etwa 4 bis 5 m². Nunmehr bekam er Bedenken zur Entfernung der Stützen und äußerte zu seinem Arbeitsgenossen, er müsse zunächst seinen Polier fragen. Dabei wollte er diesem das warnende Anzeichen, das „Brummen“, durch nochmaliges Anschlagen der Stütze vorführen. Da stürzte plötzlich das benachbarte, bereits am 20. Januar ausgeschalte Deckenfeld ein, nachdem also das Feld etwa fünf Tage ohne Schalung gehalten und die Kiesschicht getragen hatte.

Der erste Eindruck nach dem Unfall ließ eine Überlastung der Decke vermuten. Nach den Zeugenaussagen schwankten die Angaben über die Höhe der Kiesschicht zwischen 40 cm bis 1,50 m Höhe. Die Annahme einer etwa 55 cm hohen Lage war nach den Ergebnissen der Gerichtsverhandlung am wahrscheinlichsten. Bemerkenswert war ferner der Umstand, daß der Fugenmörtel sich beim Sturz von dem Eisen abgestreift hatte und nur noch an einzelnen Stellen haftete. Der Fugenmörtel ließ sich ferner mit den Fingern leicht zerreiben, obgleich vier Wochen seit der Herstellung der Decke vergangen waren, ein Beweis, daß der Mörtel noch nicht erhärtet war. Die Baupolizei hatte festgestellt, daß verschiedene entnommene Proben des Fugenmörtels Tags darauf so fest geworden waren, daß sie sich nur mit Mühe zerbrechen ließen. Nach den vom Materialprüfungsamt in Dahlem vorgenommenen Untersuchungen an Proben aus Kies und demselben Zement ergab sich eine Druckfestigkeit für den Fugenmörtel von 52 kg/cm² bei einem Mischungsverhältnis des Fugenmörtels von 1 : 4,5 und des Stelzenbetons von 1 : 5,9. Nach den Bestimmungen sollte der Fugenmörtel eine Mischung von 1 : 3 haben.

Die mangelhafte Festigkeit des Betons findet ihre Erklärung in der starken Durchfeuchtung durch den starken Regen der letzten Tage und durch die wiederholten Fröste in den Tagen während der Ausschalung. Nach den Angaben des Meteorologischen Instituts haben in der Zeit vom 16. bis 21. Januar überwiegend Schneefälle geherrscht, so daß bis zum 22. der Schnee auf 6 cm angewachsen war. Am 22. trat Tauwetter mit Regen ein, das die Schneedecke zum Schmelzen brachte. Während der ganzen Einschalungsdauer haben die Temperaturen zwischen — 4° und + 4° C geschwankt.

Die Dachdecke war nur für 200 kg/m² Nutzlast und 2 cm Estrich berechnet.

Angeklagt waren: der Bauleiter, der Maurermeister, die beiden Bauführer, der Maurerpolier, der Deckenpolier, der Inhaber der Deckenfirma, der Anfertiger der statischen Berechnung und der Ausschaler.

In der Schöffengerichtsverhandlung vom 10. Mai 1924 wurde der angeklagte Bauleiter zu sechs Monaten, der Maurer- und der Deckenpolier zu je drei Monaten Gefängnis verurteilt.

Nach der Auffassung des Gerichts hatte der Bauleiter die Aufbringung des Kieses und wenige Tage später, trotz Kenntnis der Belastung, die Ausschalung angeordnet und sich dadurch schuldig gemacht. Für den Deckenpolier war belastend, daß er den ministeriellen Bestimmungen zuwider die Ausschalung trotz der ungünstigen Witterung vorgenommen hatte, ohne sich vorher von der genügenden Erhärtung des Deckenmörtels zu überzeugen, während der Maurerpolier nach der Ansicht des Gerichts dafür hätte sorgen müssen, daß die große Menge Kies gleichmäßig auf der Decke verteilt würde; er hätte nicht dulden dürfen, daß an manchen Stellen Kies in übergroßer Höhe die Decke belastete.

Gegen das erste Urteil hatten die Angeklagten Berufung eingelegt. In der Verhandlung vor der Berufungsstrafkammer wurde nun das erste Urteil aufgehoben und die genannten drei Angeklagten auf Kosten der Staatskasse freigesprochen.

In der erneuten Hauptverhandlung hat das Berufungsgericht als eigentliche Ursache angesehen, daß zur Zeit des Einsturzes der Fugenbeton nicht genügend erhärtet war und nicht hinlänglich abgebunden hatte, und zwar entweder, weil am 19. Januar der Abbindeprozeß noch nicht genügend weit vorgeschritten war oder nach Ansicht einiger Zeugen und Sachverständigen die Decke zwar genügend abgebunden habe, „daß aber infolge der Ungunst der Witterung der Beton wieder erweicht und nachträglich einen rückläufigen Prozeß durchgemacht habe“. Zu dieser Einsturzursache komme noch eine andere, nämlich die, daß zur Zeit des Einsturzes die Decke durch Kies überlastet gewesen wäre, noch dazu, weil durch Regen der Kies an Gewicht zugenommen hätte. Durch diese Durchfeuchtung sei eine Belastung entstanden, die nach der Aussage des einen Sachverständigen eine Überlastung von etwa 1000 kg/m² hervorgerufen habe, während schon eine Höhe von 40 cm trockenen Kieses eine Überlastung herbeigeführt haben würde.

Der Polier der Deckenfirma hat zwar die Aufstellung einer Notstütze unterlassen, also gegen die baupolizeilichen Bestimmungen (§ 11 Ziffer 4 vom 13. Januar 1916 in Verbindung mit den Bestimmungen vom 23. November 1918) verstoßen, wonach überall nach der Ausschalung Notstützen wenigstens 14 Tage erhalten bleiben sollen. Nach der Ansicht des Gerichts durfte aber der Deckenpolier zur Zeit der Einschalung davon absehen, Notstützen anzubringen, da nach der Ansicht eines Teils der Sachverständigen diese Anweisung in der Praxis nicht immer befolgt werde. Diese Sachverständigen glaubten betonen zu müssen, „daß nach den Erfahrungen der Praxis ein Stehenlassen der Notstützen nicht immer im Interesse der Sicherheit liege, sondern überflüssig sei, da erfahrungsgemäß oft sehr gewissenhafte und zuverlässige Poliere Notstützen nicht anbringen“.

Ebenso hat das Gericht eine Fahrlässigkeit deswegen, daß der Polier die ausreichende Erhärtung durch den verantwortlichen Bauleiter nicht vorher hat feststellen lassen, nicht erblicken können, da nach dem Urteil eines Teils der Sachverständigen, „auch diese Vorschrift in der Praxis nicht immer befolgt werde und gewissenhafte Poliere, ohne die Sicherheit des Baues zu gefährden, zur Ausschalung schreiten“.

Auch der Maurerpolier hat zwar gegen die baupolizeilichen Bestimmungen vom 13. Januar 1916 verstoßen, wonach Bauteile bis zur genügenden Erhärtung des Betons vor Erschütterungen und Belastungen zu bewahren seien. Nach der Ansicht des Gerichts mußte es aber allein darauf ankommen, ob er auch hat erkennen können, daß durch den Verstoß die Bausicherheit gefährdet sei. Dies habe sich aber nicht bejahen lassen.

Bei der Prüfung der Schuldfrage des angeklagten Bauleiters war zu untersuchen, ob dieser die Stellung eines verantwortlichen Bauleiters innehatte. Die Entscheidung führt aus:

„Bauleiter kann (nach R. G. Arch. Jahrg. 46, S. 209) begrifflich nur derjenige sein, der die mechanischen Kräfte für die planmäßige Gestaltung des Baues als eines Ganzen durch geistige Urheberschaft unmittelbar in Bewegung setzt, dessen Intelligenz und Wille die maßgebende Quelle sind für die Anordnungen und Maßregeln, die zu diesem Behufe zu treffen sind".

Die Ergebnisse der Beweisaufnahme haben es zweifelhaft gemacht, ob der Schluß gerechtfertigt sei, daß der Angeklagte eine solche zentrale Bauleitung innehabe, in deren Händen alle Fäden zusammenliefen. Es komme hinzu, daß der Angeklagte berechtigt gewesen sei, den beiden Polieren, die ihm als langjährig erprobte Kräfte bekannt waren, volles Vertrauen zu schenken. Nach alledem mußte die Freisprechung erfolgen.

gez. Dr. Friedrich,
Ministerialrat u. Geh. Baurat.

Im Anschluß an den vorstehenden Bericht äußert sich Geh. Baurat Dr. Friedrich persönlich noch wie folgt:

Im Interesse der Menschlichkeit könnte man sich mit dem Urteil und der Freisprechung der drei Angeklagten abfinden. Es muß aber im Interesse der Autorität der Baupolizeibehörden und zur Verhütung ähnlicher Unglücksfälle tief bedauert werden, daß Sachverständige, noch dazu namhafte Vertreter höherer technischer Lehranstalten und Angehörige von Baupolizeibehörden, einen Standpunkt vertreten, der sich mit den Anschauungen der weitesten technischen Kreise über die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst und auch der Aufsichtsbehörden nicht verträgt und der nur geeignet sein kann, die Wiederholung ähnlicher Unglücksfälle herbeizuführen. Es darf nicht vorkommen, daß die Praxis von Polieren, selbst wenn sie viele Jahre ohne Unfall verlaufen ist, als neue Regel der Baukunst angesehen wird, welche die Bestimmungen der Aufsichtsbehörden einfach aus dem Sattel hebt. Es kann mit Sicherheit erwartet werden, daß die Aufsichtsbehörde entsprechend einschreiten wird.

Der Prozeß wirft aber auch wieder ein grelles Schlaglicht auf die von den meisten Fachleuten als schwerwiegend empfundene Lücke im Baugewerbe, nämlich auf die Tatsache, daß die mit der Oberleitung betrauten bauleitenden Architekten namentlich bei Bauten mit schwierigen, in das Ingenieurgebiet fallenden Konstruktionen nicht immer die erforderlichen fachwissenschaftlichen Kenntnisse besitzen, um das Ineinandergreifen der einzelnen Phasen der technischen Vorgänge mit ausreichender Verantwortlichkeit zu gewährleisten, oder daß sie aus falschen Sparsamkeitsrücksichten die Einstellung geeigneter Vertreter unterlassen.

Ein Kerenzerberg-Tunnel. Sofort nach dem bekannten Bergsturz bei Mühlethal tauchten verschiedene Vorschläge für die bleibende Sicherung der Bahnlinie auf. Dabei wurde die Durchtunnelung des Berghanges angeregt. Prof. Dr. Heim, der als Gutachter der Bundesbahnen die Örtlichkeit bereits einmal besichtigt hat, soll nach der „Neuen Zürcher Ztg." ebenfalls diese Lösung befürwortet haben. Dagegen vertrat Prof. Dr. Schardt die Ansicht, daß die Wiederherstellung der offenen Bahnstrecke vorteilhafter sein werde, und begründete seinen Vorschlag mit Vorkommnissen im Neuenburger und Waadtländer Jura sowie mit den anormalen Gebirgsverhältnissen zwischen dem Sallerntobel und Mühlehorn. Ein wohl von der Leitung der Bundesbahnen angeregter Artikel erklärt, daß die Millionenausgabe für einen Tunnelbau nur verantwortet werden könnte, wenn ein dringendes Bedürfnis aus dem Gebote der Sicherheit des Bahnverkehrs heraus nachgewiesen werde; dieses könne aber auf Grund der heutigen Sachlage nicht anerkannt werden.

Von Beamten der Bahnverwaltung, die mit den Verhältnissen vertraut sind, hat man aber jüngst erfahren können, daß nicht bloß an der nun abgerutschten Stelle zwischen Mühlethal und Mühlehorn, sondern an verschiedenen Stellen der Strecke Ofenegg–Mühlehorn Steinschlaggefahr besteht, und öfters auf den Bahnkörper gefallene große Steine weggeräumt werden müssen. Von den Geologen wird weiter erklärt, daß das Abwittern solcher vorstehender Felsköpfe, wie sie dem Wallensee entlang vorkommen, eine natürliche Erscheinung sei. Eine zu weitgehende Sparsamkeit in baulichen Angelegenheiten kann sich bitter rächen. Die Bundesbahnen verfügen an ihren eigenen Stollen- und Tunnelbauten über genügend Beispiele dieser Art. Gerade der „Bergrutsch Mühlethal" — denn als solcher muß der Zusammenbruch der ausgehöhlten Berghalde bezeichnet werden — hat wieder gezeigt, daß die Sache mit der bloßen Einholung von Gutachten nicht immer getan ist. Im vorliegenden Falle ist das Bedürfnis einer Durchtunnelung mit Rücksicht auf die Sicherheit des Bahnverkehrs bereits nachgewiesen; dazu kommen die bekannten Erwägungen bezüglich der Elektrisierung und des Ausbaues der Strecke Richterswil–Sargans auf Doppelspur.

Mit Rücksicht auf die gesamten in Frage kommenden Verhältnisse besteht daher die richtige endgültige Lösung nicht bloß in einer etwa 1 km langen Unterfahrung des abgerutschten Gebietes, sondern in der Durchtunnelung des Kerenzerberges von Ofenegg bis Mühlehorn, und als Variante ist, wegen der beschränkten Platzverhältnisse bei der Sägerei in Mühlehorn, sogar eine Verlängerung bis in den Tiefenwinkel zu untersuchen, was eine Mehrlänge von 1300 m verursachen würde. Der vorgeschlagene Tunnel Mühlehorn—Ofenegg würde eine Länge von rd. 4 km erhalten, und seine Lage wäre ungefähr folgende: Unmittelbar nach der Wegunterführung bei der Säge in Mühlehorn wird die bisherige Linie verlassen und die neue Linie in Richtung der Tangente der Ausfahrtkurve weitergeführt, so daß der Tunneleingang etwa 50 m westlich der Sägerei zu liegen kommt. Der Tunnel würde beim Weiler Voglingen unmittelbar unter der bekannten unübersichtlichen Straßenkurve und beim Dörfchen Nidstalden senkrecht unter den obersten Häusern durchführen. Mit Ausnahme der Rechtskurve, unweit des östlichen Portales, wird die ganze Tunnelröhre in einer Geraden liegen und eine Entfernung von mindestens 250 m von der jetzigen Linie haben. Da die jetzige Bahnhöhe auf Kote 429 liegt, die Mergelschicht hinter dem nun zugeschütteten Brennofen auf Kote 440 beginnt und bergwärts durchschnittlich 5% steigt und ferner Nidstalden auf „Gewachsenem" steht, so wird voraussichtlich der neue Tunnel diese Kalk-Mergel-Schicht gar nicht durchqueren, sondern unterfahren, aber auch wenn ein Teil der Tunnelröhre diesen Zementmergel berühren müßte, so wäre dies ein kleineres Risiko, als es bei den Juratunneln eingegangen wurde, wo mehrere Kilometer in ähnlichen Schichten liegen und von den Geologen keine Bedenken geäußert wurden.

Bei voller Würdigung der geologischen Verhältnisse darf schon jetzt erklärt werden, daß der so skizzierte Tunnel in tunnelbaulicher Hinsicht keine besonderen Schwierigkeiten bietet.

Es handelt sich nicht um einen Basis-, sondern um einen Lehnentunnel. Man hat somit die Möglichkeit, mit verhältnismäßig geringen Mitteln und Kosten sich unmittelbar über die Art des zu durchfahrenden Gebirges Rechenschaft zu geben; z. B. könnten zwei Stollen, etwa auf Kote 430, d. h. der jetzigen Bahnhöhe, senkrecht zur Berglehne vorgetrieben, über die tatsächlichen Gebirgsverhältnisse einwandfreien Aufschluß liefern. Für diese beiden Versuchsstollen kämen in erster Linie die Stelle des heutigen Bergsturzes und dann das Sallerntobel in Frage. Gestützt auf derartige Sondierungen könnte dann die endgültige Tunnellage bestimmt werden.

Die Bauarbeiten für das Jamaika-Bay-Boulevard in New York. Nach etwa dreijähriger Bauzeit gehen nunmehr die Arbeiten am Jamaika-Bay-Boulevard ihrer Vollendung entgegen, das die Entfernung zwischen New York und seinen Vorstädten Brooklyn und Queens um etwa 16 bezw. 10½ km abkürzen und eine unmittelbare und leistungsfähige Fahrstraße nach Rockaway Beach bilden wird, das als einer der beliebtesten Bade- und Ausflugorte der Hauptstadt das Ziel eines rasch wachsenden Verkehrs darstellt.

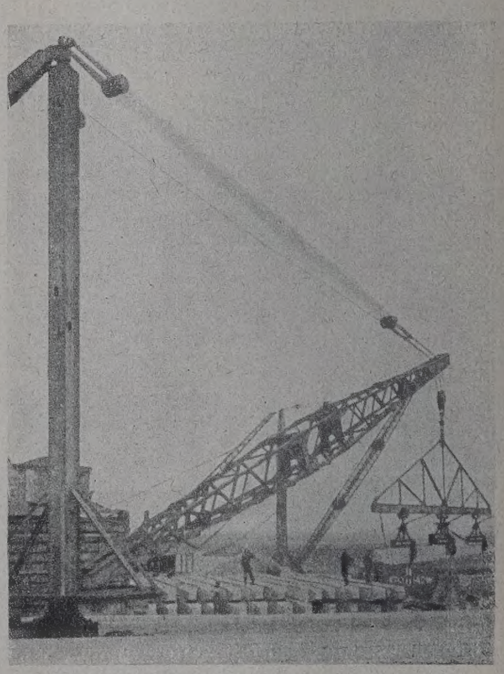


Abb. 1. Stapeln und Verladen der Pfähle.

Wie wir einem Aufsatz in „Concrete" vom August v. J. entnehmen, kreuzt die neue Straße, in erster Linie für Kraftwagen- und Straßenbahnverkehr berechnet, die flache Jamaika-Bay und hat eine Länge von etwa 9,2 km; ein großer Teil liegt im Ebbegebiet und auf Schlickboden, wobei die höchste Stelle sich kaum 1,8 m über N.W. erhebt. Die Strecke läuft über einzelnen, in Sandschüttung hergestellten Sanddämmen, die

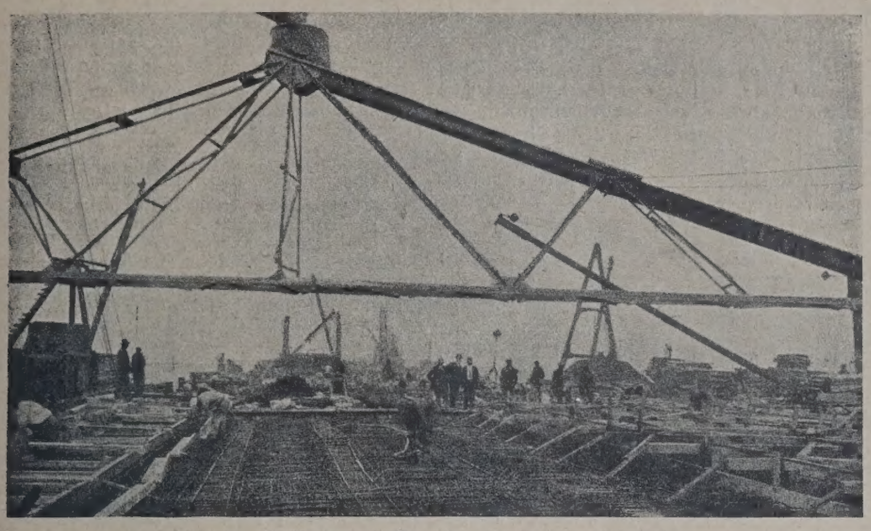


Abb. 2. Gußbetonarbeiten für die Brückenfahrbahn.

durch Eisenbeton-Jochbrücken und — über den beiden Schiffahrtöffnungen — durch zwei eiserne Zugbrücken von je 30 m Stützweite verbunden sind.

Der Fahrdamm hat eine größte Schütthöhe von 6,5 m, eine untere Breite von etwa 10,6 m und ist zum Teil unmittelbar auf die natürliche Oberfläche, zum Teil erst nach Ausbaggern der oberen Schlickschicht auf tragfähigen Boden gegründet; etwa 460 lfd. m des Dammes sind durch eine 15 cm starke Spundwand und hölzernes Bollwerk geschützt, die übrige Strecke ist im Verhältnis 1 : 20 nach beiden Seiten zu abgeböscht. Die obere Dammbreite beträgt 30 m, wovon 18 m auf den gepflasterten Fahrweg, je 6 m für die aus 10 cm starker Schlackenschüttung bestehenden Bankette entfallen. Die Tragwerke der Überführungen sind als Eisenbeton-Plattenbalken unter umfassender Verwendung fertigbetonierter Bauteile ausgebildet, die Fahrbahn wurde (Abb. 2) nach dem Gußbetonverfahren hergestellt und die Brücke auf Eisenbetonpfahljochen (Abb. 3) von 7,3 m Abstand fundiert. Die Fahrbahnbreite ist auf 30 m bemessen, doch sind etwa 800 lfd. m zunächst erst in 16 m Breite angelegt und werden erst später auf die volle Breite gebracht.

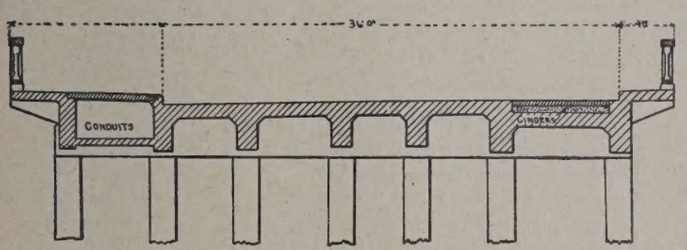


Abb. 3. Brückenjoch.

Es wurden im ganzen 2194 Stück Eisenbetonpfähle in Längen von 15 bis 30 m von quadratischem Querschnitt und etwa 16 cm Seitenlänge verwendet, die in einer Mischung von 1 : 1 : 2 bei 16 mm größter Korngröße und genau geregeltem Wasserzusatz (bis zu 270 l/m³) hergestellt wurden. Ihre Bewehrung bestand aus 55 mm und 12 mm starken Vierkant- und Rundeisen, deren obere Enden 75 cm herausragten, um später in die Balkenkonstruktion einzubinden. Die 6 cm starken Bügel hatten im oberen Drittel etwa 15 cm, im unteren Teil 30 cm Abstand; die Gesamtbelastung für einen Pfahl war mit 48 t angenommen. Die Einwirkung des Seewassers auf den Beton war vorher sorgfältig untersucht und danach als geringste Überdeckung der Bewehrungseisen 8,2 cm vorgeschrieben; ferner waren namentlich auch beim Absenken der Pfähle besondere Vorsichtsmaßregeln zur Verhütung jeder äußeren Beschädigung getroffen worden. Sie wurden liegend zwischen hölzernen Seitenwänden auf einer Plattform gestampft, blieben zunächst vier Tage in der Schalung, erhärteten nach deren Entfernung einen Monat lang an Ort und Stelle und wurden endlich vor ihrer Verwendung für weitere 60 Tage gestapelt (Abb. 1).

Die Querträger der aus je sieben Pfählen bestehenden Joche hatten eine Höhe von 2 m; die Ausbildung der Fahrbahn geht aus Abb. 2 hervor. Nach den vorerwähnten Schiffahrtöffnungen zu ist das Bollwerk durch eine Eisenbetonspundwand von 40 cm Stärke abgeschlossen.

Durch Bodenbeschaffenheit, Gewicht und Länge der Pfähle sowie durch die Notwendigkeit, bei ihrer im Spülverfahren bewirkten Einbringung so vorsichtig als möglich zu verfahren und sie genau und ohne Verschiebung oder Verdrehung an Ort und Stelle und vor allem auf gleiche Höhe zu bringen, gestaltete sich der Arbeitsvorgang recht schwierig: Nachdem die anfängliche Geräteausrüstung nicht genügt hatte, wurde auf einem Prahm von 10 t Tragkraft ein 24 m hoher Turmkran mit 24 m weitem Ausleger und 50 t Hubkraft aufgestellt, der durch zwei Lidgerwood-Aufzüge angetrieben und bedient wurde. Ein zweiter Prahm trug die Dampfkessel mit zusammen 750 PS, die Pumpen, Winden und das Spülgerät; auf ihm waren auch die zur Bedienung bestimmten 22 Mann untergebracht.

Die Pfähle wurden auf Leichtern, die je 14 Stück faßten, bis zu 24 km weit vom Lagerplatz (Abb. 1) an die Verwendungsstelle gebracht und vor dem Versenken zwei Stahlrohre von 75 mm Durchm. für die Spülleitung mit Klammern an ihren Längsseiten befestigt. Sie sanken bei dem Spülvorgang in einem Zeitraum von 14 bis 15 Minuten im Mittel 9 bis 12 m ein und wurden nach etwa einer Woche — wo es nötig war — mit einigen Schlägen des Dampfhammers auf die gewünschte Höhe nachgerammt. Ki.

Die Anwendung der geophysikalischen Methoden zur Bodenuntersuchung im Tief- und Wasserbau geben der praktischen Geologie ein neues Werkzeug in die Hand, die tatsächlichen Unterlagen für ihre wirtschaftlich und technisch verantwortungsvollen Schlüsse in wünschenswerter Weise zu erweitern und die Struktur des Untergrundes bis zu beträchtlichen Tiefen ohne jede Grab- und Schürfarbeit festzustellen.

Wie Dr. W. Müller in Heft 16 von „Steinbruch u. Sandgrube" nachweist, hat das Verfahren auch für den Bauingenieur weittragende Bedeutung, wobei in erster Linie die Feststellung des etwaigen Vorhandenseins und der Tiefenlage von Grundwasser zu nennen ist: Wasserhaltende Schichten leiten den Strom wesentlich besser als trockene Schichten; wenn man also dem Untergrund des zu untersuchenden Gebiets an zwei hinreichend weit (bis zu mehreren Kilometern!) entfernten Punkten elektrischen Strom zuführt, so richtet sich dessen Verteilung im Untergrunde durchaus auch nach der Verteilung der Feuchtigkeit in diesem, vorausgesetzt, daß in dem zu untersuchenden Gebiete keine den elektrischen Strom noch besser als Wasser leitenden Erze, wie Schwefelkies oder Bleiglanz in größeren Mengen vorkommen. Man sendet Wechselstrom in die Erde und untersucht in geeigneter Weise das von den elektrischen Strömen im Untergrund an der Erdoberfläche erzeugte Magnetfeld, da jeder elektrische Strom, auch wenn er räumlich verteilt ist, ein von der geometrischen Form der Leitungsbahn in seinem Bau abhängiges Magnetfeld um sich erzeugt. Man kann also durch genaue Messung des von dem Wechselstrom im Boden erzeugten Magnetfeldes längs der Erdoberfläche durch Rechnung und auf Grund umfangreicher Erfahrungen die Stromverteilung im Untergrund und damit die Lage der Schichten ermitteln, die die gesuchten Wasser führen. In einfacheren oder sonst günstig gearteten Fällen kann man auf diese Weise sogar mehrere Grundwasserhorizonte durch zweckmäßige Ausgestaltung solcher elektrischer Messungen auffinden und deren Tiefe bestimmen.

Bei der Anwendung dieses Verfahrens ist aber Voraussetzung, daß auch die nicht eigentlich als wasserführend zu bezeichnenden Teile des Untergrundes wenigstens eine gewisse Durchfeuchtung aufweisen, damit der Strom durch sie hindurch zu den eigentlich wasserführenden Schichten gelangen kann, auf denen er sich dann eben vorzugsweise konzentriert.

Wird die Aufgabe gestellt, in ganz ariden Gebieten, wie Wüsten oder Stein-Steppen, Untergrundwasser aufzusuchen, so gelingt es auf die oben beschriebene Weise meistens nicht, den Leitungsstrom durch die obersten Schichten des vollkommen trockenen Untergrundes hindurchzubringen. In diesem Falle benutzt man für die Untersuchungen elektrische Wellen, die von einem geeigneten, an der Erdoberfläche ausgelegten Antennensystem in die Tiefe hinabgestrahlt werden. Die ganz trockenen oberen Schichten leiten den Strom nicht und lassen infolgedessen, genau wie die auch bekanntlich nicht leitende Luft in der drahtlosen Telegraphie, die elektrischen Wellen ungehindert in die Tiefe gehen. Treffen sie auf Schichten, die durch Grundwasser leitend sind, so werden sie in ihrem Lauf aufgehalten, wie ja auch Lichtwellen von einem Spiegel zurückgeworfen werden. Diesen Vorgang der Reflektion der in das Erdreich hineingestrahlten elektrischen Wellen untersucht man dann mit geeigneten Apparaten, und kann dadurch nicht nur das Vorhandensein und die Tiefe eines Grundwasserhorizontes unter dem Orte der Untersuchung feststellen, sondern nach dem neuesten Stande der Forschung sogar ermitteln, ob das etwa aufgefundene Grundwasser süß oder salzhaltig ist.

In Wüstengebieten, in denen sich oft in größerer Tiefe verwertbares Grundwasser befindet, ist dieses Verfahren von großer Bedeutung.

Die Möglichkeit, mittels elektrischer Messungen die räumliche Verteilung und die Zusammenhänge der Grundwasserschichten festzustellen zu können, führt aber auch weiterhin zur Lösung von mancherlei wichtigen Aufgaben der Quellenkunde, des Quellenschutzes, der Wasserversorgung u. dergl.

Oft handelt es sich darum, festzustellen, wie weit das Einzugsgebiet einer Quelle reicht, die z. B. als Heilquelle von besonderem wirtschaftlichem Wert ist, damit nicht durch irgendwelche wasser- oder tiefbaulichen Anlagen in diesem Quellgebiete Veränderungen oder Störungen hervorgebracht werden. Die elektrischen Messungen müssen dann unterscheiden, aus welcher Richtung die Wasser der zu schützenden Quelle zufließen, welche Wasserhorizonte im Untergrund mit ihr in Verbindung stehen, ob durch Querklüfte in benachbarten Höhenrücken Wasser aus Nachbartälern die Quelle erreichen können. Dies ist besonders von Bedeutung, wenn man in diesem Nachbartal eine Talsperre errichtet und damit den natürlichen hydrostatischen Druck des Gebietes verändert oder auch, wenn man in Nebentälern Grundwasser entnehmen oder bergbauliche Anlagen ausführen will.

Die besondere Bedeutung von Steinzeugrohren für Städteabwässerungen. Dr.-Ing. Heydt, Darmstadt, macht im „Gesundheits-Ingenieur“ 1924, S. 501 aufmerksam auf die wichtige Rolle, die bei der Ausführung von Abwasserleitungen die Materialfrage spielt. Er erläutert eingehend die besonderen Vorzüge, die dem Steinzeug gegenüber jedem anderen Leitungsbaustoff zukommen. Während Abwasserleitungen über 600 mm l. W. bisher im allgemeinen meist aus Mauerwerk, Zementbeton oder Stampfbeton und nur die kleineren Leitungen aus Steinzeug hergestellt wurden, empfiehlt Heydt, Steinzeug für Abwasserleitungen bis zu einer lichten Weite von 1000 mm zu verwenden. V.

Die neuen Dienstbezeichnungen für die oberen Reichsbahnbeamten.

Besoldungsgruppe	Bisherige Amtsbezeichnung nach der Reichsbesoldungsordnung	Jetzige Dienstbezeichnung
B 2	Präsidenten der großen höheren Eisenbahnverwaltungsbehörden	Präsidenten der Reichsbahndirektionen
B 1	Präsidenten der höheren Eisenbahnverwaltungsbehörden	
A XIII	Ministerialräte als Dirigenten	Reichsbahndirektoren und Abteilungsleiter in der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft bezw. bei der Gruppenverwaltung Bayern
„	Ministerialräte	Reichsbahndirektoren und Mitglieder der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft bezw. der Gruppenverwaltung Bayern
„	Abteilungsdirektoren bei den großen höheren Eisenbahnverwaltungsbehörden	Vizepräsidenten der Reichsbahndirektionen (als erste Vertreter der Präsidenten)
„	desgl.	Direktoren bei der Reichsbahn (sofern nicht erste Vertreter der Präsidenten)
A XII	Oberregierungsräte und Oberregierungsbauräte	Reichsbahnoberräte
„	Ministerialbureaudirektor	
A XI	Regierungsräte und Regierungsbauräte	Reichsbahnräte
„	Regierungschemiker	
„	Ministerialamtmänner in Stellen von besonderer Bedeutung	Reichsbahnoberamtmänner
A X	Regierungsräte und Regierungsbauräte	Reichsbahnräte
„	Regierungschemiker	
„	Ministerialamtmänner	Reichsbahnoberamtmänner
„	Ministerialkanzleidirektor	
„	Eisenbahnamtmänner	Reichsbahnamtmänner
„	Regierungsassessor	Reichsbahnassessor
„	Regierungsbaumeister	Reichsbahnbaumeister
„	Regierungsbauführer	Reichsbahnbauführer.

Die neuen Dienstbezeichnungen sind an Stelle der bisherigen Amtsbezeichnungen im dienstlichen Verkehr ausschließlich zu führen. An den bisherigen zusätzlichen Stellenbezeichnungen, z. B. Mitglied der Reichsbahndirektion, Vorstand des . . . Amtes, ändert sich nichts. Die bisherigen Amtsbezeichnungen können im außerdienstlichen Verkehr mit dem Zusatz a. D. weitergeführt werden.

Neue und alte Tunnel. In der „Bautechnik“ 1924, Heft 52, S. 598, sind unter der Überschrift „Neue und alte Tunnel“ der Gotthard-, der Mt.-Cenis-, der Arlberg- und der Roncotunnel als die längsten Tunnel bezeichnet. Diese Angabe ist nicht zutreffend, weil die beiden längsten Alpentunnel, der 19 825 m lange Simplontunnel II und der 19 803 m lange Simplontunnel I, fehlen, und weil länger als der 8301 m lange Roncotunnel der Linie Genua—Novi folgende Tunnel sind:

a) in der Schweiz: der Lötschbergtunnel 14 612 m,
„ „ Rickentunnel 8603 m,
„ „ Grenchenbergtunnel 8578 m,
b) in Österreich: „ Tauerntunnel 8550 m.

Hinzuzufügen wären noch für die Schweiz der Hauenstein-Basistunnel 8134 m und der Jungfraubahntunnel (1 m Spur) 7113 m.

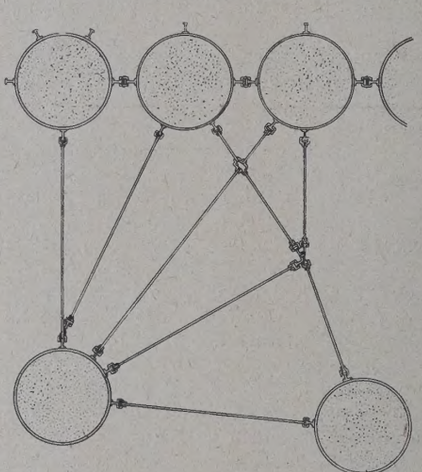
Zu bemerken ist ferner, daß die Länge des Mt.-Cenistunnels 12 849 m, nicht nur 12 220 m beträgt.

Oberingenieur Rob. Grunhut, Zürich.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Verfahren zum Gründen von Bauwerken im Wasser (Kl. 84c, Nr. 403 318, v. 30. 7. 1921, William Carl Grießer in Pittsburgh, U.S.A.).



Das Verfahren besteht darin, daß mehrere am Boden geschlossene wasserdichte Rohre entsprechend dem jeweiligen Grundriß des Bauwerks gegeneinander verschiebbar verbunden an die Baustelle getrieben und hier durch Füllung der Rohre mit Zement versenkt werden. Um die Rohre der jeweiligen Senktiefe entsprechend der Gestaltung des Grundes anpassen zu können, setzt man jedes Rohr aus Rohrstücken zusammen, von denen nur das untere am Boden verschlossen ist, damit die Rohrstücke aufeinanderfolgend aufgesetzt werden können, bis das geschlossene Ende des unteren Rohrstücks auf dem Grunde aufruht. Die Rohre sind durch Walzeisen nebst Führungen miteinander verbunden.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: der Direktor bei der Reichsbahn Messerschmidt vom E. Z. A. zur R. B. D. Berlin als Leiter der Werkstättenabteilung; die Reichsbahnoberräte Dr. jur. Stegner, Trier, als Mitglied zur R. B. D. Stettin, Proske, Königsberg (Pr.), zur R. B. D. Breslau als Leiter der Werkstättenabteilung, Hangarter, Essen, als Mitglied zum E. Z. A. in Berlin und Dr.-Ing. Martens vom E. Z. A. zur R. B. D. Berlin als Mitglied; die Reichsbahnräte Giehler und Kurt Lehmann vom E. Z. A. zur R. B. D. Berlin, Illing, München, als Referent zur R. B. D. Regensburg, Dr. jur. Steiner, Fürth, als Referent zur R. B. D. Augsburg und Specht, Nürnberg, zur R. B. D. Augsburg.

Überwiesen sind: die Reichsbahnoberräte Promnitz vom Ausbesserungswerk zur R. B. D. Königsberg (Pr.) als Mitglied und Hamm von der R. B. D. München zur Gruppenverwaltung Bayern als Referent und die Reichsbahnräte Andree von der Betriebsinspektion zur R. B. D. Augsburg als Referent und Baur von der R. B. D. zur Betriebsinspektion Augsburg als Vorstand.

Gestorben ist: der Reichsbahnrat Meyeringh, Mitglied des E. Z. A. in Berlin.

INHALT: Wasser- und Energie-Wirtschaftsfragen vom Bodensee und Oberrhein. — Zur Entwicklungsgeschichte des Stellwerkbaues. (Schluß.) — Zwischenschaltung von Querschnittswerten bei Winkeleisenprofilen. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. — Kerenzerberg-Tunnel. — Bauarbeiten für das Jamaika-Bay-Boulevard in New York. — Anwendung der geophysikalischen Methoden zur Bodenuntersuchung im Tief- und Wasserbau. — Besondere Bedeutung von Steinzeugrohren für Städteabwässerungen. — Neue Dienstbezeichnungen für die oberen Reichsbahnbeamten. — Neue und alte Tunnel. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 6. Februar 1925 Heft 6

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau der neuen Schiffschleuse zu Ijmuiden.

Amsterdam ist, abgesehen von der durch die Zuidersee gebildeten Verbindung mit der Nordsee, mit dieser durch einen 24 km langen Kanal verbunden, der bei Ijmuiden einmündet und bisher drei Schleusen aufwies, von denen die im Jahre 1896 dem Betrieb übergebene mit einer Länge von 225 m, einer Wasserspiegelbreite von 25 m und einer Wassertiefe von 9,70 m damals die größte Schleuse der Welt war. Da jedoch der Verkehr in diesem Nordseekanal sich 1890 schon auf 1,8 Mill. t Tonnage belief und im Jahre 1913 bereits auf eine Tonnage von 3,17 Mill. t angestiegen war, wurde schon 1917 der Einbau einer vierten Schleuse gesetzlich beschlossen. Diese wird

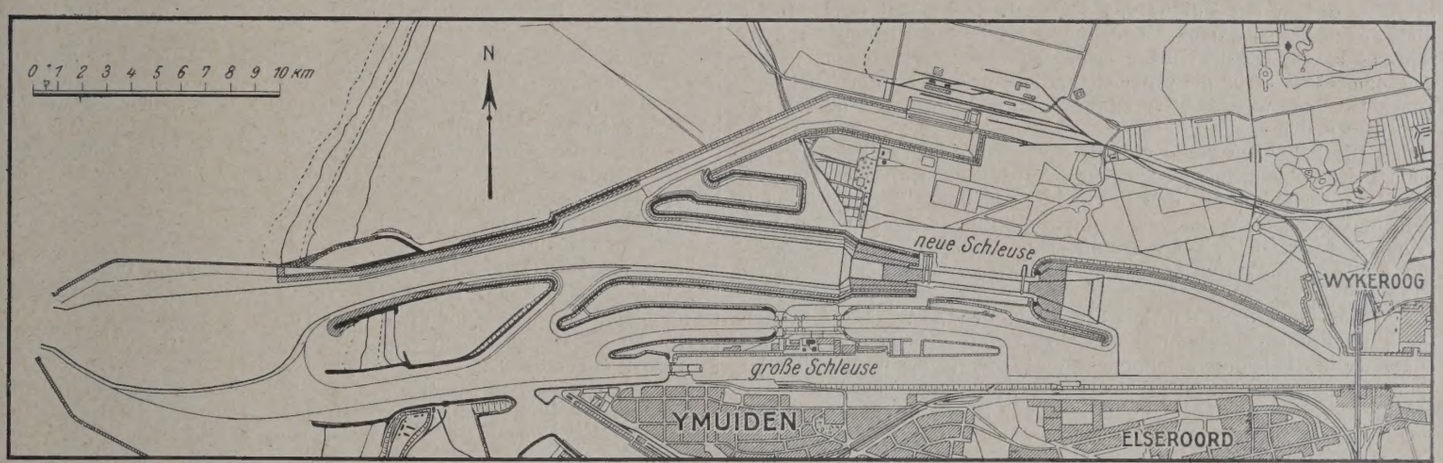


Abb. 1. Gesamtlageplan.

eine Länge von 393,90 m, eine Breite von 49,20 m und eine Wassertiefe von 14,70 m haben und damit Holland abermals in den Besitz der größten Schleuse der Welt setzen. Für den Wasserbauer ist jedoch die zurzeit im Bau befindliche Schiffschleuse zu Ijmuiden in hohem Grade bemerkenswert nicht nur wegen ihrer großen Abmessungen und der besonderen Schwierigkeiten ihrer Anlage, sondern — und nicht zuletzt — auch wegen der umfangreichen und sorgfältigen, der Bauausführung vorangehenden Versuche, über die I. A. Ringers in Heft 39 u. 40 von „De Ingenieur“ 1924 berichtet.

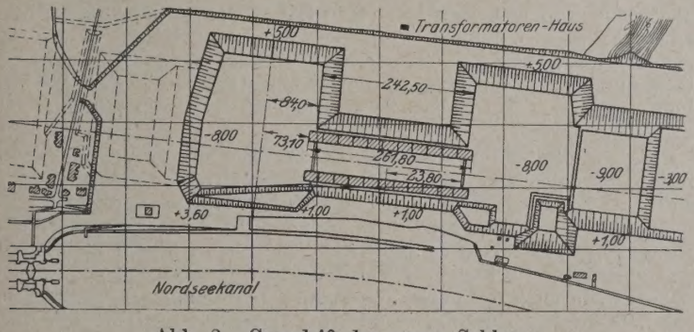


Abb. 2. Grundriß der neuen Schleuse.

Vor allem hatte man sich schlüssig zu werden darüber, ob die Gründung „im Nassen“ oder in trockener Baugrube auszuführen war: Die Hauptbedenken, die man gegen das letztere Verfahren hatte, bestanden hinsichtlich der Wasserversorgung der Umgegend, die man durch die alsdann erforderliche umfangreiche Senkung des Grundwasserspiegels zu schädigen fürchtete; ferner glaubte man anfänglich, einen besonderen Vorteil der nassen Gründung in der Möglichkeit schnellen Baubeginns erblicken zu dürfen. Wenn auch das seinerzeit erwartete weitere Anwachsen der Schiffsabmessungen unter dem Einfluß des Krieges und der nicht immer günstigen Erfahrungen mit Riesenschiffen nicht eintrat, so blieb doch die Beschleunigung des Baues namentlich deshalb erwünscht, weil die neue Schleuse eine Reserve für den Seeschiffsverkehr bilden sollte (Abb. 1 u. 2).

Zweckmäßigerweise mußte man schon vor der Ausschreibung Klarheit darüber haben, welche der beiden Ausführungsarten zu wählen war, was ohne eingehende Prüfung aller bestehenden Bedenken nicht anging. War dies auch zeitraubend, so kam man doch bald zu der Überzeugung, daß auch die Gründung im Nassen nicht so schnell, wie anfänglich gedacht, vollendet sein würde, und es bestand durchaus die Möglichkeit, auf beiden Wegen in gleicher Bauzeit fertig zu werden.

Da man angesichts der schon erwähnten Unwahrscheinlichkeit, Schiffe über 20000 t schleusen zu müssen, sich auch über die Möglichkeit etwaiger Ersparnisse an den Schleusenabmessungen klar werden wollte und auch die Frage der Einwirkung des Seewassers auf Beton zu untersuchen war, wurde die Vornahme von Versuchen beschlossen und für diese das folgende Programm aufgestellt:

1. Erwägung über die Beibehaltung der vorgesehenen Abmessungen.
2. Erwägung über die Notwendigkeit von vier Torkammern.
3. Untersuchung über die Notwendigkeit von Vorkehrungen für die Trockenlegung der Schleusenhäupter.
4. Untersuchungen über die Möglichkeit einer Bauausführung im Trockenen.
5. Untersuchungen über die technische Ausführbarkeit einer Bauausführung im Nassen.
6. Untersuchung von Ersparnismöglichkeiten beim Bau der Schleusenkammermauern.
7. Studium der Frage des Zements im Seewasser.
8. Studium der Zulässigkeit einer Verwendung von Dünensand für Beton.

Zu sämtlichen acht Punkten liegen die Untersuchungsergebnisse nunmehr abgeschlossen vor:

1. Eine Verringerung der vorgesehenen Schleusenabmessungen empfiehlt sich nicht mit Rücksicht auf die zu erwartende Entwicklung in der Folgezeit.

2. Die Mehrausgaben von 1 bis $1^1/_2$ Millionen für eine vierte Torkammer werden durch die Vorteile einer solchen Einrichtung aufgewogen; die Torkammern werden mit Rücksicht auf spätere Torausbesserungen als Trockendocks eingerichtet.

3. Nach eingehendem Studium aller Möglichkeiten einer Trockenlegung durch Schiebetore, wie sie z. B. bei den Schleusen von Holtenau und Brunsbüttelkoog, Wilhelmshaven und Emden sowie den demnächst vollendeten Schleusen in Geestemünde und der Kruisschans-Schleuse in Antwerpen im Gebrauch sind, entschloß man sich nach dem Vorschlage des Ingenieurs J. Jitta zur Wahl von Schwimmtoren in Gestalt eines Eisenbeton-Schwimmkörpers der in die Torkammern eingefahren wird (Abb. 3). Er ruht mit zwei Anschlägen auf dem Schleusenboden, seine Länge in der 50 m weiten Schleusenöffnung beträgt 45 m, in den Stirn- und Schleusenmauern werden gegenüberliegende Nuten vorgesehen und durch in

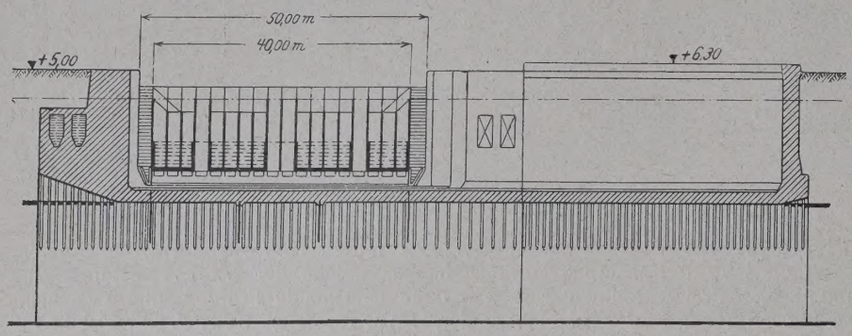


Abb. 3a.

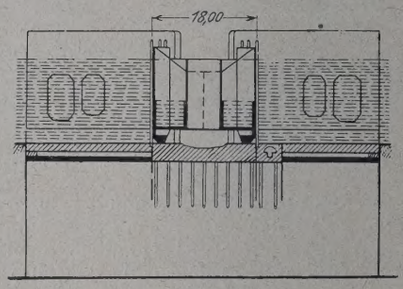


Abb. 3b.

Abschluß der Schleusenkammer durch einen Eisenbetonschwimmkörper.

diese eingelassene Schotten die Lücke zwischen Schwimmkasten und Schleusenwand abgeschlossen. Der Raum zwischen den einzelnen Schotten wird durch Klei u. dergl. gedichtet; senkrecht ausgesparte Schächte dienen der Zufuhr von Material, Licht und Luft. Dank dieser auch bei so großen Abmessungen im Betriebe bequemen Ausführung lassen sich die Größenverhältnisse des Schleusenmauerwerks, das nun nicht mehr die großen Reaktionen der schweren Tore aufzunehmen hat, erheblich vermindern und dadurch wesentliche Ersparnisse erzielen.

4. Die Bedenken gegen eine Bauausführung im Trockenen waren einmal Schädigung der benachbarten Anbauflächen, die Veränderung des Grundwasserspiegels und die dadurch bedingte Beeinträchtigung der umliegenden Wasserversorgung, insbesondere auch die Verminderung der in den Dünen aufgespeicherten Süßwassermengen, die nur langsam durch atmosphärische Niederschläge wieder zu ergänzen sind.

Wegen der großen dabei in Frage kommenden Werte erforderten diese Punkte eine besonders sorgfältige und eingehende Prüfung. Umfassende Bodenuntersuchungen und Pumpversuche sowie das Rammen einer 26 bis 28 m tiefen Spundwand ergaben jedoch die Möglichkeit, erhebliche Nachteile in dieser Richtung auszuschließen: Für diese in so bemerkenswerter Tiefe ausgeführten — eisernen — Spundwände wurde die bekannte Bauweise Larssen der Dortmunder Union und 28 m lange Eisen des englischen Universal-Joist-Systems verwendet (Abb. 4); die letzteren mußten im Gegensatz zu den Larssen-Wänden gelascht werden, da sie in der erforderlichen Höhe nicht beschaffbar waren. Der Zeitverlust dabei wurde jedoch durch ihre bessere Rammfähigkeit ausgeglichen.

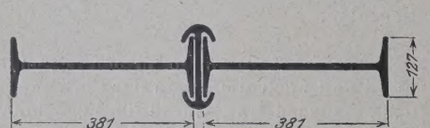


Abb. 4. Eisenspundwand nach Universal-Joist-System.

5. Auf Grund gleichartiger Anlagen in Rotterdam und Toulon wurde beschlossen, die Bauausführung im Nassen mit einer Druckluftgründung zu verbinden, und zwar kam — wie bei dem letzteren Beispiel — auch hier zunächst die Ausführung der Druckluftgründung nur unter den Mauern in Frage.

Aus konstruktiven Gründen und wegen des geringeren Risikos entschied man sich jedoch zugunsten einer durchgehenden pneumatischen Gründung, da bei einer Auflösung der Konstruktion in einzelne Balken diese naturgemäß viel schwerer bewehrt werden müßten als eine durchgehende Platte und man unbedingt vermeiden wollte, zu sehr von der Wechselwirkung von Beton und Eisen abhängig zu werden.

6. Ersparnisse beim Bau der Schleusenkammermauern bot in erster Linie eine Gründung auf Pfählen, die erstens umfangreiche Bagger- und Hinterfüllungsarbeiten überflüssig macht und zweitens auch an sich billiger ist. Besonders wichtig war die Anlage der Wasserzuführungskanäle, bei der unter Umständen erhebliche Ersparnisse möglich waren; die unvollständige Kenntnis der bei Schleusenfüllungen auftretenden Erscheinungen ließ es dazu wünschenswert erscheinen, sich in Ermangelung eigener Anstalten mit der Preußischen Versuchsanstalt für Wasser und Schiffbau in Berlin-Charlottenburg in Verbindung zu setzen. Auf Grund des von dieser nach ihren Erfahrungen bei den Schleusen in Brunsbüttelkoog u. a. sowie auf Grund umfangreicher Versuche erstatteten Gutachtens werden

a) die Kanäle, die einen Querschnitt von 26 m² erhalten und aus konstruktiven Gründen als Doppelkanäle auszuführen sind, an der Mündung trichterförmig auf das $2^1/_2$-fache des an den Schiebern vorhandenen Profils erweitert.
b) Die Auslaufmündung ist nach den Schleusentoren zu gerichtet; das ausströmende Wasser kommt als Sekundärwelle und über eine große Oberfläche verteilt in die Kammer.
c) Die Durchflußöffnung erhält an den Schiebern eine Verengung an der Unterseite.

Unter solchen Voraussetzungen war es möglich, die beiderseitigen Schleusenmauern auf eine Länge von 650 m ähnlich wie eine gewöhnliche Kaimauer auf Pfählen auszuführen und damit rd. 1 Mill. Gulden zu sparen. Eine weitere Ersparnis von rd. 250 000 Gulden wurde, ebenfalls erst nach entsprechenden Versuchen, durch Beschränkung der Abmessungen des einem geringeren Wasserdruck ausgesetzten Binnenhauptes erzielt; die durch die Wahl des Torverschlusses gemachten Ersparnisse sind bereits unter 3. erwähnt worden.

Die Frage, ob die Anlage von Füllungskanälen mit Seitenausläufen auf die ganze Schleusenlänge überflüssig ist, wird man im allgemeinen bejahen dürfen; mitunter kann die Ausführung eines Schleusenhauptes mit Trompetenausläufen aber auch so kostspielig werden, daß die Ersparnisse an den Schleusenkammermauern das nicht aufwiegen. Wo sich die Tiefgründung einer Mauer nicht teurer stellt als eine Hochgründung, verringern sich die Anlagekosten für den Zuflußkanal erheblich, und in jedem Fall ist es ratsam, vorher Anzahl und Abmessungen der Seitenöffnungen durch Modellversuche genau zu ermitteln.

7. Die Proben für das Verhalten des Betons im Seewasser wurden, nachdem amerikanische Versuchsergebnisse sich mit eigenen Beobachtungen nicht hatten vereinigen lassen, in weitem Umfange und an einer großen Reihe verschiedener Portlandzemente sowie an einigen Hochofenzementen vorgenommen: Ein endgültiges Ergebnis liegt zurzeit noch nicht vor, im allgemeinen haben sich Zemente mit hohem Kieselgurgehalt sowie die Hochofenzemente besonders gut gehalten.

8. Ausführliche Proben mit der Verwendung von Dünensand für Beton haben bewiesen, daß ein Zusatz davon zum Flußsand bis zu $^1/_3$ der Festigkeit des Betons nicht schadet, dessen Dichtigkeit vielmehr befördert; wenigstens dann, wenn nicht gleichzeitig der Traßzusatz so groß ist, daß er den Gehalt an feinen Körnern bereits auf den zulässigen Höchstbetrag gebracht hat. Der Dünensand wurde daher, wenn auch vorläufig nur für die Schleusenmauern, zugelassen.

Wie bereits erwähnt, waren für die Wahl der Gründung der Schleusenkammermauern auf Pfählen die großen Ersparnisse an Aushub- und Hinterfüllungsarbeiten bestimmend gewesen. Da das Auftreten des Bohrwurms in Ijmuiden Holzpfähle ausschloß, kamen nur Eisenbetonpfähle in Frage, die wegen ihrer größeren Tragfähigkeit auch kaum viel teurer wurden.

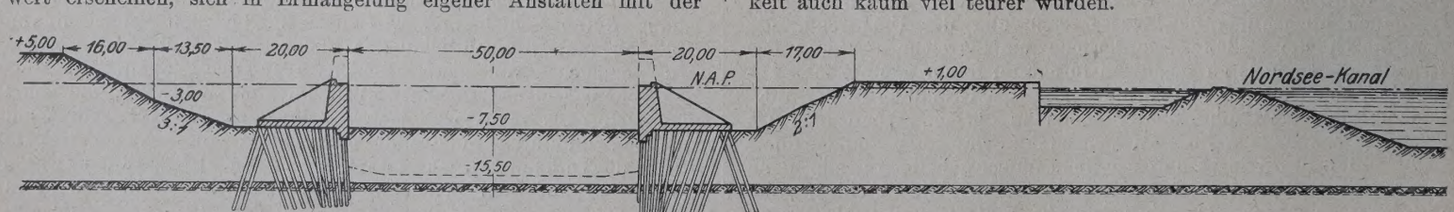


Abb. 5. Gesamtquerschnitt durch die Baugrube mit Schleusenkammermauern.

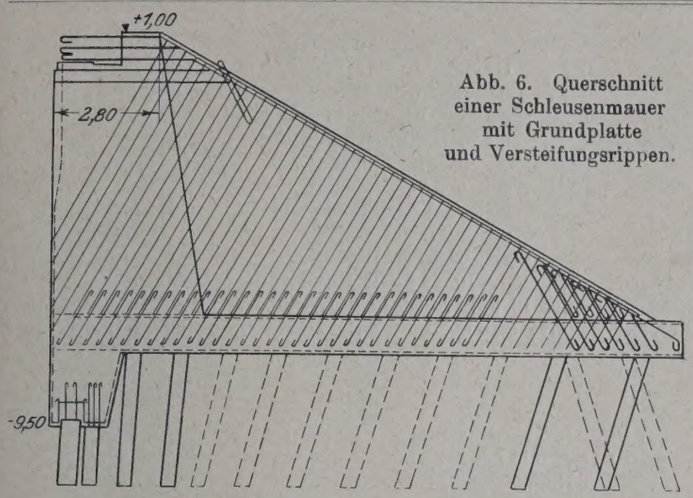


Abb. 6. Querschnitt einer Schleusenmauer mit Grundplatte und Versteifungsrippen.

Die Mauer stellt sich also als eine Betonmauer mit Grundplatte auf Eisenbetonpfahlgründung dar, die nach Abb. 5 u. 6 an der Vorderseite durch eine Eisenbetonspundwand abgeschlossen ist; diese Anordnung ermöglichte gleichzeitig die Verwendung als Sielschleuse für die Zuidersee-Werke und war außerdem nötig, um ein Unterspülen und Nachrutschen des Bodens zwischen den Pfählen zu verhindern. Da in dem schnell wechselnden Wasserstand ein sehr erheblicher Unterschied zwischen einer Schleusen- und einer Kaimauer besteht, ist erstens der statischen Berechnung ein Wasserüberdruck von 2,50 m zugrunde gelegt, zweitens aber auf vollkommene Dichtigkeit der Spundwand Bedacht genommen. Denn das schnelle Fallen des Wassers in der Schleuse könnte bei nicht völlig dichter Abschlußwand eine saugende Wirkung auf den dahinterliegenden, mit Wasser gesättigten feinen Dünensand ausüben und Auskolkungen verursachen, was — wenn nicht gefährlich — jedenfalls in hohem Grade unerwünscht wäre.

Abb. 6 gibt den Mauerquerschnitt in größerem Maßstabe wieder; die eigentliche Schleusenmauer ist mit der Grundplatte durch Rippen verbunden, die in 5,6 m Abstand voneinander angeordnet sind und neben ihren sonstigen Eiseneinlagen auch an der Oberkante eine starke Zugbewehrung haben, die in Mauer und Grundplatte fest verankert ist. Alle 23,8 m sind Dehnungsfugen so vorgesehen, daß jeder Mauerabschnitt von Rippen begrenzt ist, zwischen denen die verzahnt angeordneten und mit einer 1,5 cm starken elastischen Zwischenlage gedichteten Fugen auf die ganze Höhe durchlaufen.

Die Ausführung der Pfahlgründung und die Ausbildung der Eisenbetonpfähle bieten nichts Besonderes; die Pfähle sind 14 bis 16,35 m lang, haben rechteckigen Querschnitt von 30 · 38 cm und sind für eine Betondruckspannung von 26 kg/cm² und eine Eisenbeanspruchung von 340 kg/cm² für Druck, von 840 kg/cm² für Zug berechnet.

Die Spundwand besteht aus fast quadratischen Pfählen mit Nut und Feder, deren Bewehrung aus Abb. 7 ersichtlich ist. Die Betondeckung betrug 2,6 cm für die Bügel, 3,4 cm für die Längseisen. Die für Gründung und Spundpfähle gewählte Betonzusammensetzung war 1,25 kg Zement, ¼ hl Traß, 1¾ hl Flußsand und 2 hl Kies, was etwa 375 kg Zement auf 1 m³ fertigen Beton — im Bauwerk ohne Eiseneinlagen gemessen — entspricht. Die Erhärtungsdauer betrug zwei Monate, das Einbringen geschah für die Gründungspfähle in den Sandschichten im Spülverfahren, in der 0,40 bis 0,80 cm starken Kleilage durch Rammen mit 4000 kg Bärgewicht und in kleinen Schlägen bei 60 bis 70 cm Fallhöhe.

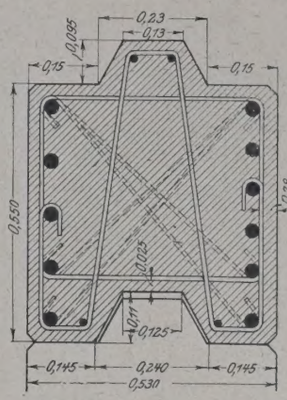


Abb. 7. Querschnitt eines Spundpfahles.

Die Spundpfähle wurden zwischen schweren Differdinger Trägern Nr. 45 gerammt und, da sie Neigung zeigten, nach vorn überzukippen, in der Richtung gehalten durch Führungsbügel, die an den bereits eingerammten Nachbarpfählen befestigt waren. Trotz des großen Gewichtes der einzelnen Spundpfähle, von dem man sich ein leichtes Einbringen versprochen hatte, mußte auch hier die Rammung kräftig durch Spülen unterstützt werden. Die erzielte Dichtigkeit der Wand war im allgemeinen befriedigend; um auf alle Fälle sicher zu gehen, wurde die nach Abb. 7 verbleibende etwa 1,5 cm starke Fuge zwischen Nut und Feder mit Beton vergossen.

Abb. 8. Baugrube an der Vorderseite der Schleusenmauer mit Spundwand, Gründungspfählen und Wasserhaltungsanlage.

Abb. 8 stellt eine Aufnahme der gerammten Spundwand und der dahinterliegenden ersten zwei Pfahlreihen dar und zeigt ferner die Anlage zur Grundwasserhaltung, dank der die notwendigen Arbeiten an den Pfahlköpfen für das Einbinden in die Grundplatte im Trockenen vorgenommen werden konnten. Kittel.

Alle Rechte vorbehalten.

Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm.[1]

Von Dr.-Ing. ehr. Schaper.

(Fortsetzung aus Heft 55, Jahrgang 1924.)

Die kleinen festen Überbauten sind zum Teil einfache Balkenträger, zum größten Teil aber Gerberträger. Die Überbauten über den Öffnungen 0—1 und 4—5—6—7—8—9—10 (Abb. 28 auf S. 661 d. Jg. 1924) einschließlich des sich anschließenden Kragteiles sind von der Landskrona Nya Mekaniska Verkstads A. B. und die Überbauten von diesem Kragteil an bis zu den Widerlagern *OS* und *ON* von der Gutehoffnungshütte geliefert worden. Die zuerst genannte Eisenbauanstalt hat alle diese Überbauten aufgestellt.[2])

Die genannte Lieferung bestand aus:

1. einem Parallelträger über Öffnung 0—1 von 27 m Stützweite, 3,8 m Trägerhöhe und einer trapezförmigen Grundrißgestaltung mit 6,2 und 8,3 m Hauptträgerabstand,

2. einem einseitigen Kragträger über Öffnung 4—5 von 49,5 m Stützweite, 9,9 m Ausladung in die Öffnung 5—6, 5,5 m Trägerhöhe und 6,2 m Hauptträgerabstand,

3. zwei gleichen doppelseitigen Kragträgern über den Öffnungen 6—7 und 8—9 von je 49,5 m Stützweite, je 9,9 m Ausladung auf beiden Seiten in die benachbarten Öffnungen, 5,5 m Trägerhöhe und 6,2 m Hauptträgerabstand,

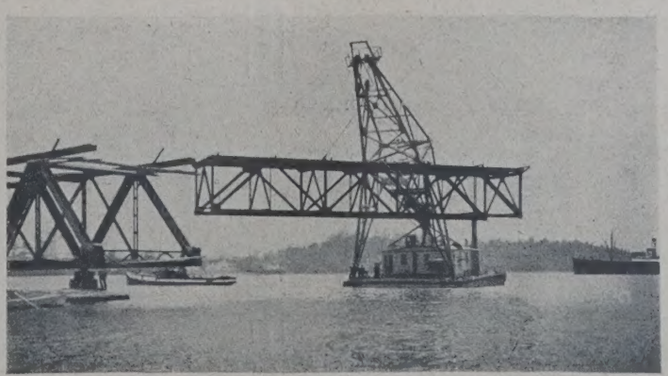


Abb. 55. Einbau eines eingehängten Trägers mit dem Schwimmkran.

[1]) Die Aufsätze des Verfassers in der „Bautechnik“ über Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm werden demnächst zusammengefaßt als Sonderdruck im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erscheinen.

[2]) Es sei hier zur Berichtigung der Angabe auf S. 660 d. Jg. 1924 darauf hingewiesen, daß auch die Eisenkonstruktion der Klappbrücke von der Landskrona Nya Mekaniska aufgestellt worden ist.

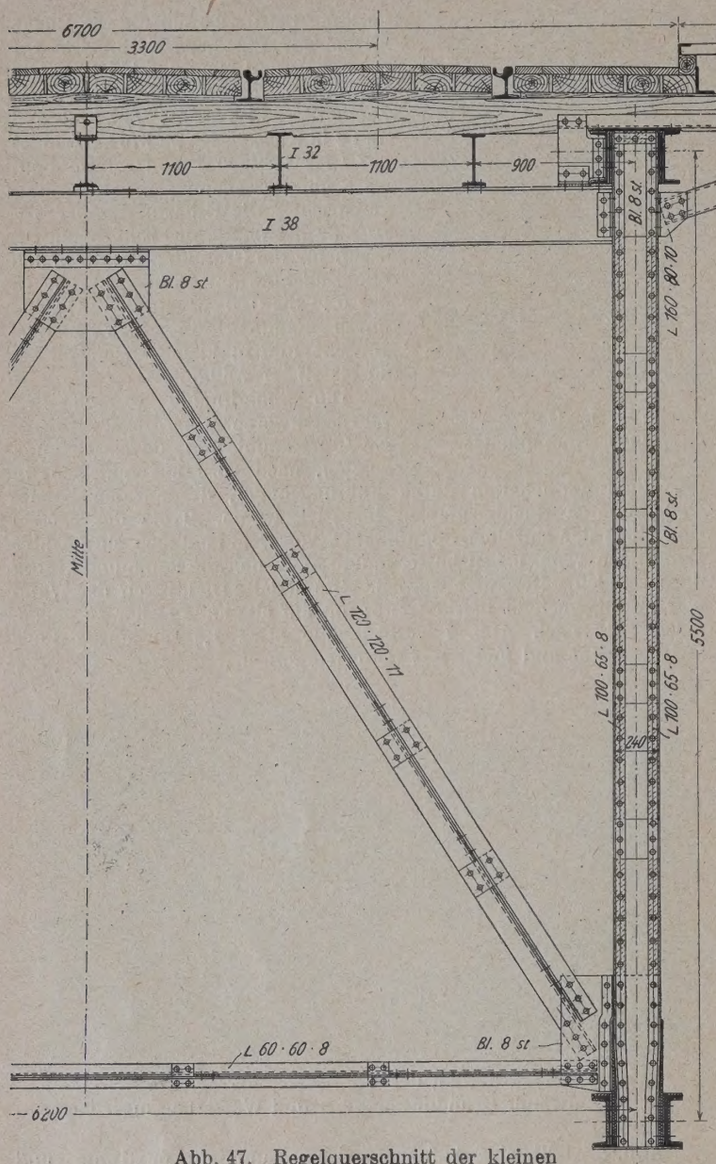
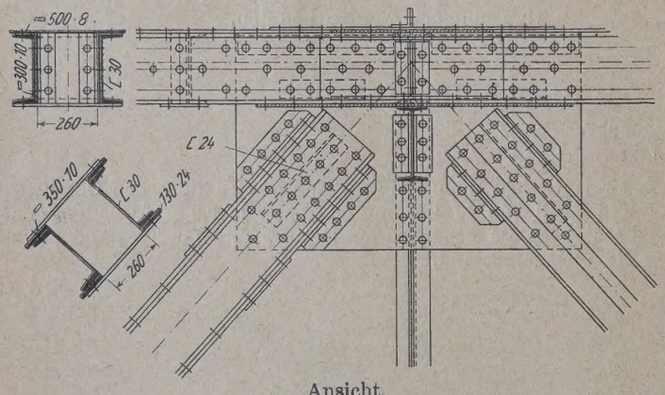
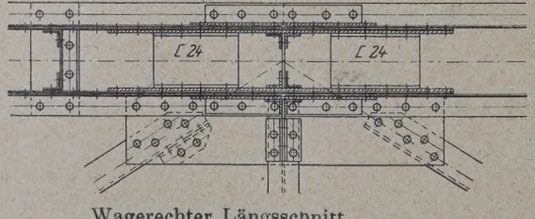


Abb. 47. Regelquerschnitt der kleinen Überbauten.



Ansicht.



Wagerechter Längsschnitt.

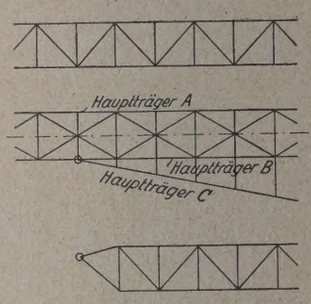
Abb. 48. Knotenpunkt eines Hauptträgers.

4. einem doppelseitigen Kragträger über der Öffnung 10—11 von 49,5 m Stützweite, 9,9 m Ausladung in die Öffnung 9—10 und 10 m Ausladung in die Öffnung 11—12, 5,49 m Trägerhöhe und 6,2 m Hauptträgerabstand,

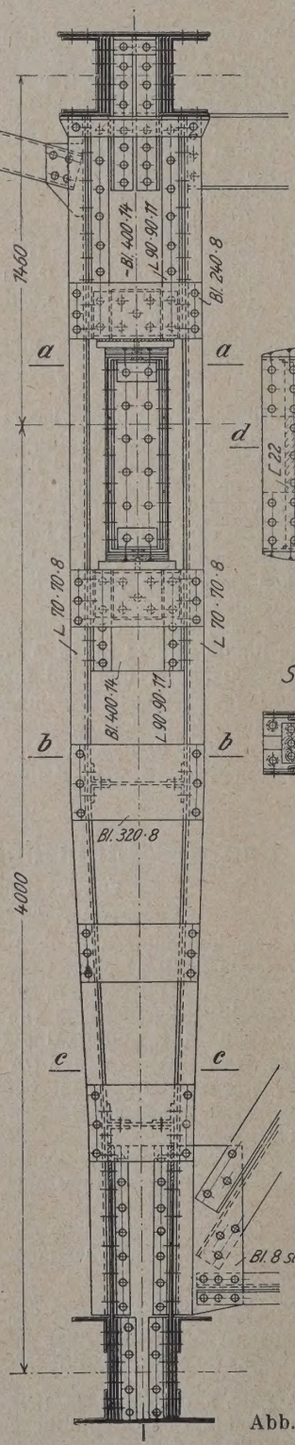
5. drei eingehängten Trägern über den Öffnungen 5—6, 7—8 und 9—10 von je 29,7 m Stützweite, 4,4 m Trägerhöhe und 6,2 m Hauptträgerabstand,

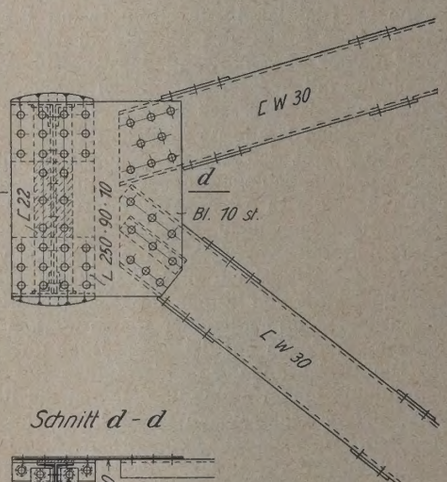
6. dem Überbau 11—12, der auf den Kragenden des Überbaues 10—11 mit Hilfe von Pendelsäulen gelagert ist und den Pfeiler 12 um 10 m überkragt. Dieser Überbau hat drei Hauptträger von 5,46 m Höhe. Die beiden nördlichen Hauptträger

a) Übersicht.

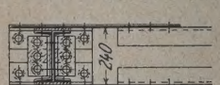


b) Pfosten 4 im Hauptträger *B* mit Lager für den Hauptträger *C*.



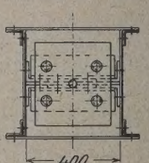


Schnitt *d* - *d*

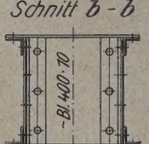


c) Spitze des Hauptträgers *C* mit Lager.

Schnitt *a* - *a*



Schnitt *b* - *b*



Schnitt *c* - *c*

Abb. 49.

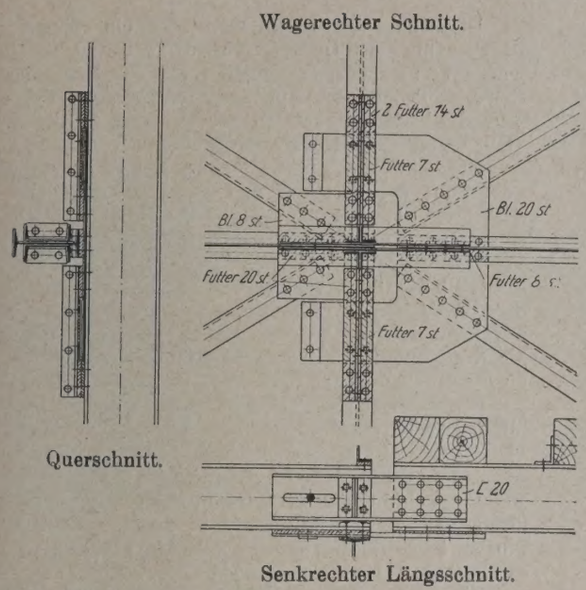


Abb. 51. Fahrbahnunterbrechung und Lagerung des Windverbandes an einer Gelenkstelle.

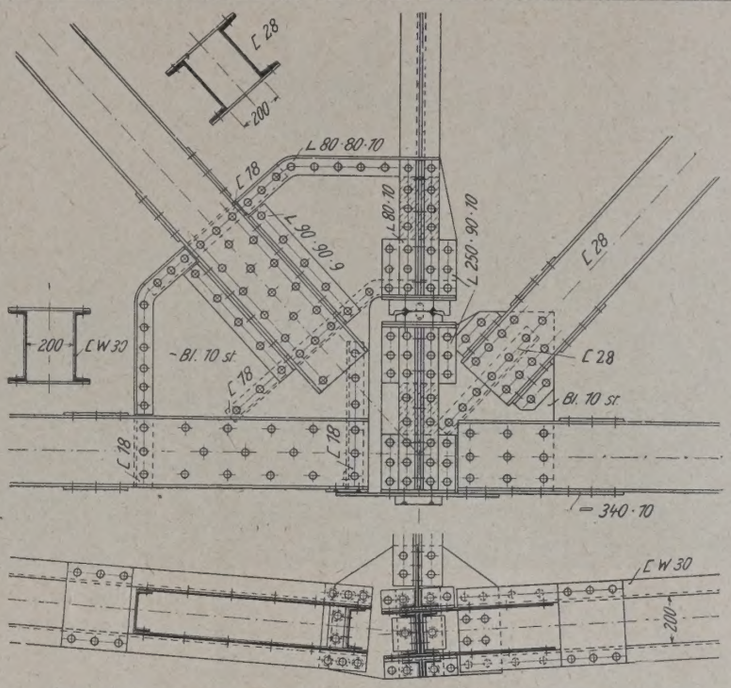


Abb. 50a. Ansicht und Grundriß des Lagers auf Pfeiler 52,0 N.

verlaufen vom Gelenk bis zum Pfeiler 12 in der Flucht der Hauptträger der benachbarten Öffnung 10—11, also parallel nebeneinander im Abstande von 6,2 m. Der südliche Hauptträger ist im Knotenpunkt 4 des mittleren Hauptträgers gelenkig gelagert und hat über dem Pfeiler 12 von dem mittleren Hauptträger einen Abstand von 7,8 m. Über dem Pfeiler 12 sind die beiden nördlichen Hauptträger nach Norden und der südliche Hauptträger nach Süden abgeknickt, so daß die Kragenden der beiden nördlichen Hauptträger mit den westlichen Enden der beiden Hauptträger der nördlichen eingehängten Kurvenbrücke und das Kragende des südlichen Hauptträgers mit dem westlichen Ende des südlichen Hauptträgers der südlichen eingehängten Brücke zusammenfallen,

7. dem eingehängten Träger der Öffnung 12 — *ON* 49 von im Mittel 35 m Stützweite, 4,2 m Trägerhöhe und 6,2 m Hauptträgerabstand,

8. den beiden letzten Überbauten der Nordkurve zwischen Pfeiler *ON* 49 und dem Widerlager *ON* von je 22 m Stützweite, 4,2 m Trägerhöhe und 4,6 m Hauptträgerabstand,

9. dem eingehängten Träger der Südkurve zwischen Pfeiler 12 und *OS* 49 von 40,498 m mittlerer Stützweite, 4,2 m Trägerhöhe und 7,1 m Hauptträgerabstand,

10. den drei anschließenden Blechträgern der Südkurve zwischen Pfeiler *OS* 49 und dem Widerlager *OS* von 14,3 m, 14,4 m und 14,5 m Stützweite.

Die Fahrbahnausbildung dieser Überbauten ist grundsätzlich dieselbe wie bei dem großen Überbau von 140 m Stützweite. Die Fahrbahndecke wird auch

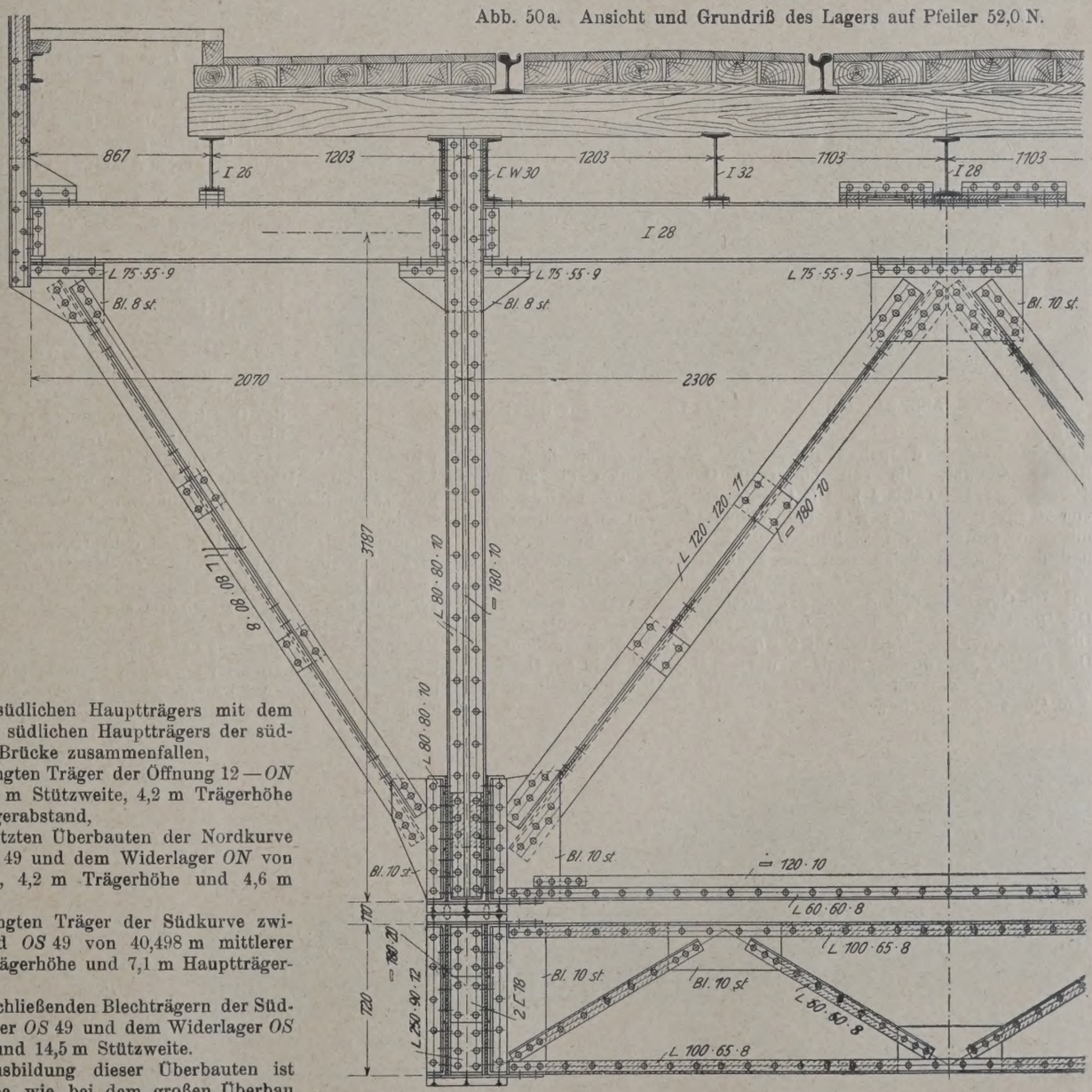


Abb. 50b. Querschnitt mit Lager auf Pfeiler 52,0 N.

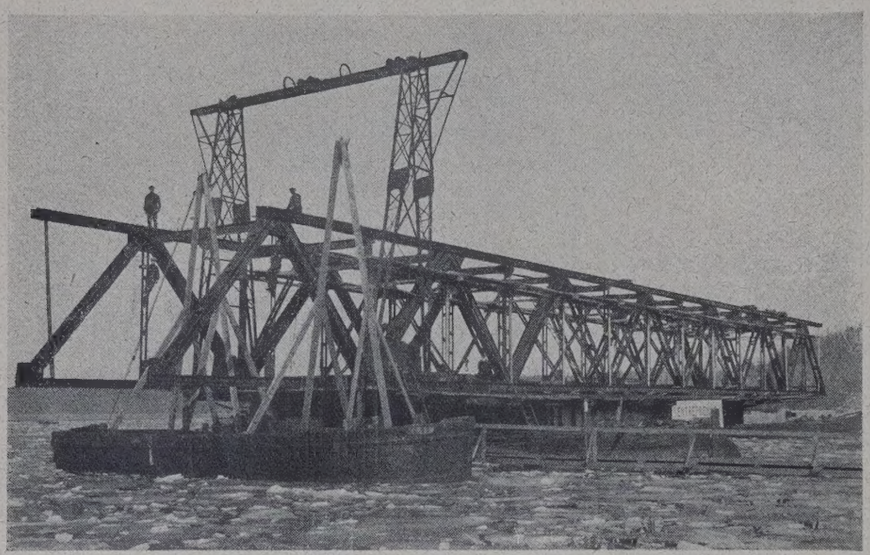


Abb. 52. Zusammenbau auf schwimmender Rüstung.

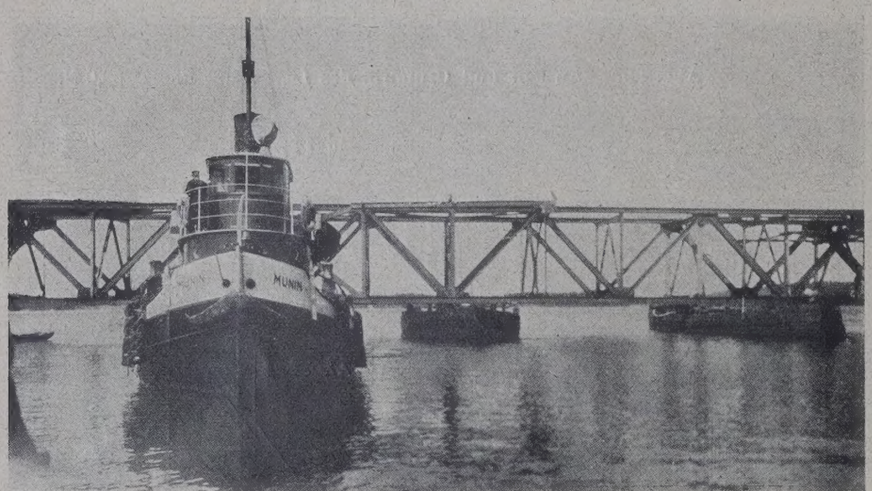


Abb. 54. Beförderung eines Überbaues zur Baustelle.

hier von einem doppelten Belage aus längsliegenden kiefernen Bohlen gebildet, die von hölzernen Querschwellen (20 . 20 cm) getragen werden (Abb. 47). Die Querschwellen liegen in Abständen von 70 cm voneinander und sind mit Winkeleisen und Schrauben mit den Längsträgern verbunden. Zwischen die Querschwellen und den unteren Belag sind zur Erzielung des Quergefälles der Fahrbahn hölzerne Keilfutter eingeschaltet. Die Längsträger liegen auf den Querträgern und sind als durchlaufende Träger berechnet. Die Querträger sind in der Mitte durch ein Sprengewerk unterstützt. Die Decke der Fußsteige besteht aus querliegenden hölzernen Bohlen. Der Zugstab des Fußwegkonsols ist, um den Obergurt nicht auf Drehen zu beanspruchen, nicht mit diesem, sondern durch ein Hilfsglied mit dem Querträger verbunden.

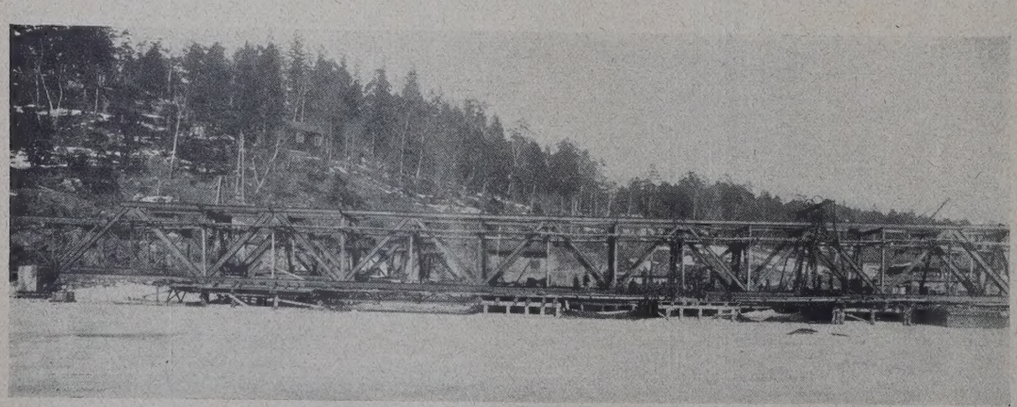


Abb. 53. Fertig aufgestellter Überbau auf der Bühne.

Die Höhe der Hauptträger der eingehängten Brücken über den Öffnungen 5—6, 7—8 und 9—10 wurde 1,6 m niedriger gehalten als die Höhe der sich anschließenden Hauptträger, um niedrigen Fahrzeugen die Möglichkeit zu geben, auch an diesen Stellen unter der Brücke durchzufahren.

Die baulichen Einzelheiten der Hauptträger, der Fahrbahn, der Verbände und der Lagerungen sind außerordentlich zweckmäßig und sorgfältig durchgebildet und entsprechen dem neuesten Stande der Versuchsforschung. So sind z. B. die Knotenpunkte innerhalb des Obergurtes und an den Anschlußstellen der zweiteiligen Füllungsglieder durch C-Eisen zweckentsprechend ausgesteift (Abb. 48); auch sind die Kopfplatten des Obergurtes durch innere Winkel an die Knotenbleche angeschlossen.

Besondere Schwierigkeiten in der baulichen Ausbildung bereitete der Überbau über der Öffnung 11—12 mit dem über den Pfeiler 12 überkragenden Arm. Der dritte südliche Hauptträger *C* (Abb. 49a) ist am Anschluß an dem Hauptträger *B* schnabelförmig zusammengeführt und in dem zweiteiligen Pfosten 4 des Hauptträgers *B* gelenkig gelagert, wie es die Abb. 49b veranschaulicht.

Die beiden letzten Überbauten der Nordkurve besitzen auf dem Pfeiler 52 *ON* ein gemeinschaftliches Lager, das in den Abb. 50a und b dargestellt ist. Es bedarf bei der deutlichen Wiedergabe der Einzelheiten wohl keiner weiteren Erklärung.

Die Unterbrechung der Fahrbahn und die verschiebliche Lagerung des Windverbandes an einer der Gelenkstellen der Gerberträger ist in Abb. 51 wiedergegeben. Der linke Längsträger ist unter Einschaltung eines 20 mm starken Futters fest auf dem Querträger gelagert. Der rechte Längsträger endet in einem Abstande von 10 cm von dem Querträger. Auf beiden Seiten seines Steges angenietete C-Eisen fassen über den Querträger hinüber, umschließen den Steg des linken Längsträgers und sind mit Kippkörpern auf den unteren Flanschen des letzteren gelagert. Durch die Stege der C-Eisen und des linken Längsträgers greift ein Schraubenbolzen; Langlöcher in den Stegen der C-Eisen ermöglichen die Bewegung. Die letzten Windverbandstreben des linken Überbaues sind zu einer Spitze zusammengeführt und an ein 8 mm dickes Knotenblech angeschlossen, das fest mit dem Obergurt des Querträgers verbunden ist. Um dieses Knotenblech faßt das gabelförmige 20 mm dicke Windverbandknotenblech des rechten Überbaues mit freier Beweglichkeit in der Längsrichtung. Über die beiden gabelförmigen Ansätze, die sich gegen kleine bogenförmige Ausbauchungen des zum linken Überbau gehörigen Knotenbleches legen, fassen Winkeleisen, die unter Einschaltung entsprechend dicker Futter mit dem Obergurt des Querträgers fest verbunden sind. An dem gabelförmigen Knotenblech, das mit dem rechten Längsträger vernietet ist, greifen die letzten Streben des Windverbandes des rechten Überbaues an.

Die Überbauten 6—7 und 8—9 wurden auf einer schwimmenden Rüstung zusammengebaut (Abb. 52). Diese bestand aus einer Blechträgerbrücke, die auf zwei hölzernen Prahmen mit 28 m Mittenabstand lagen. Die Länge der Prahme betrug 23 m, ihre Breite 6,5 m und ihr Tragvermögen 150 t. Die Rüstung wurde zwischen den Brückenpfeilern kräftig verankert und mit den Pfeilern durch drehbare Klappen verbunden, so daß sich die Prahme der Belastung und dem Wasserstande ohne Zwängung anpassen konnten. Die Überbauten wurden durch einen auf Schienen laufenden Bockkran zusammengebaut (Abb. 52). Auf einem der beiden Prahme war außerdem ein elektrisch betriebener 3-t-Drehkran aufgestellt, der die Bauteile aus einem Bauprahm auf den Rüstungsboden hob.

Diese Art des Zusammenbaues wurde verlassen, als die von der Firma Grün & Bilfinger errichteten Bühnen für die Herstellung der Mäntel der Pfeilerköpfe („Die Bautechnik" 1924, S. 408) frei wurden. Diese Bühnen eigneten sich auch vortrefflich für den

Abb. 56. Die fertige neue Brücke, davor die alte Floßbrücke.

Zusammenbau der eisernen Überbauten und wurden für diesen Zweck von der Landskrona Nya Mekaniska Verkstads A. B. übernommen. Für den Zusammenbau der größeren Überbauten mußte noch eine weitere Pfahljochreihe hinzugefügt werden. Unter den zusammengebauten Überbau wurden zwischen den Pfahljochen Prahme gefahren, die durch Abgabe von Wasserballast den Überbau von der Bühne abhoben. Schleppdampfer schleppten dann den Überbau zur Brücke. Abb. 53 zeigt einen zusammengebauten Überbau auf der Bühne und Abb. 54 die Beförderung zur Brückenbaustelle.

Im Winter mußten zur Beförderung der Überbauten von der Bühne zur Baustelle jedesmal in der Eisdecke des Värtan Fahrrinnen gebrochen werden.

Der dritte Träger C des Überbaues der Öffnung 11—12 wurde besonders zusammengebaut und durch einen Schwimmkran eingesetzt. Auch einige der Kurvenüberbauten, der Überbau der Öffnung 0—1, die Klappbrücke und die eingehängten Träger in den Öffnungen 5—6, 7—8 und 9—10 wurden mit dem Schwimmkran eingebaut (Abb. 55).

Die Abb. 56 zeigt die fertige neue Brücke, davor die alte Floßbrücke. (Schluß folgt.)

Berechnung von Bogen- und Rahmentragwerken über gleiche Öffnungen mit Hilfe eines statisch unbestimmten Hauptsystems.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **H. Böhnig**, Braunschweig.

Um zu erkennen, wie einfach sich die Berechnung von Bogen- und Rahmentragwerken über gleichweite Öffnungen mit Hilfe eines statisch unbestimmten Hauptsystems gestaltet, sollen im folgenden die Gleichungen der Einflußlinien für einige höher statisch unbestimmte Tragwerke abgeleitet werden. Wie die folgenden Untersuchungen zeigen werden, ist es zweckmäßig, als statisch unbestimmte Größen die Auflagerdrücke in die Rechnung einzuführen. Sind die Gleichungen der Einflußlinien für die Auflagerdrücke bekannt, so lassen sich die Gleichungen der Einflußlinien für die übrigen statischen Größen (Momente, Querkräfte) schnell ermitteln.

Die senkrechten Auflagerdrücke infolge eines „Zustandes -1“ sollen durchlaufend von links nach rechts mit X_1, X_2, X_3 . . ., die wagerechten Auflagerdrücke mit Y_1, Y_2, Y_3 . . . und die Einspannmomente am Auflager mit Z_1, Z_2, Z_3 . . . bezeichnet werden. Die senkrechten Auflagerdrücke infolge der Last $L = 1$ t sollen durchlaufend von links nach rechts mit A^{I}, B^{I}, C^{I}, D^{I} . . ., die wagerechten Auflagerdrücke mit H_a^{I}, H_b^{I}, H_c^{I}, H_d^{I} . . . und die Einspannmomente am Auflager mit M_a^{I}, M_b^{I}, M_c^{I}, M_d^{I} . . . bezeichnet werden, falls die Last $L = 1$ t sich über der Öffnung I befindet. Befindet sich die Last $L = 1$ t über der 2., 3., 4. . . . Öffnung, so wird dieses durch die Zeiger II, III, IV . . . zum Ausdruck gebracht.

Die statische Unbestimmtheit eines Systems wird durch die Zeiger 0, 1, 2, 3 . . . gekennzeichnet. Diese Zeiger werden oben rechts neben die zuvor erklärte Bezeichnungsweise gesetzt.

I. Bogentragwerke.

1. Rechnet man mit gleichbleibendem Trägheitsmoment und mit dem Element dx statt des Bogenelements ds, so lauten bekanntlich die Gleichungen der Einflußlinien für die Auflagerdrücke des beiderseits gelenkig aufgelagerten parabelförmigen Zweigelenkbogens $y = \frac{4f}{l^2}(l-x)^2$ (Abb. 1), bei der zulässigen Vernachlässigung der Normal- und Querkräfte:

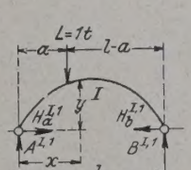


Abb. 1.

$$(1a)\quad H_a^{\mathrm{I},1} = -H_b^{\mathrm{I},1} = \frac{5a^4 - 10a^3 l + 5al^3}{8fl^3}\ ^{1})$$

$$(1b)\quad A^{\mathrm{I},1} = \frac{l-a}{l};\quad B^{\mathrm{I},1} = \frac{a}{l}.$$

2. Berechnung des dreifach statisch unbestimmten Bogentragwerks der Abb. 2 mit den gleichweiten Öffnungen I und II.

Statisch unbestimmtes Hauptsystem ist der Zweigelenkbogen unter 1. Die dort gemachten Einschränkungen sollen weiter Gültigkeit behalten.

Um $C^{\mathrm{I},3}$ und $H_c^{\mathrm{I},3}$ zu berechnen, müssen wir zunächst die Auflagerdrücke infolge der Zustände $X_3^1 = -1$ (Abb. 3) und $Y_3^1 = -1$ (Abb. 5) ermitteln.

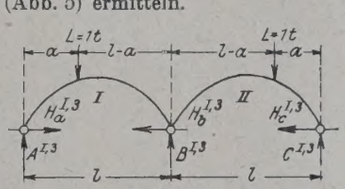


Abb. 2.

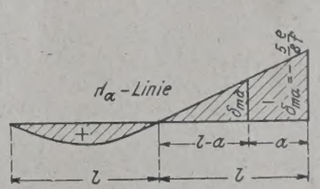


Abb. 4.

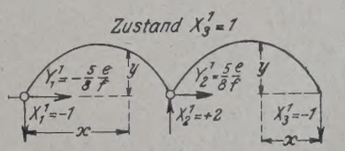


Abb. 3.

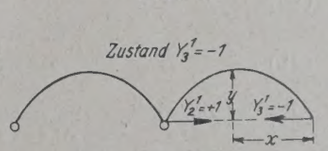


Abb. 5.

Den Zustand $X_3^1 = -1$ erhalten wir aus den Gleichungen unter 1., indem wir diese nach a differenzieren und $a = l$ setzen. Aus den so erhaltenen Tangentenwerten finden wir die Ordinaten der Einflußlinien für den rechten Kragarm des Zweigelenkbogens und somit auch die Auflagerdrücke infolge $X_3^1 = -1$, z. B. (Abb. 4)

$$\left[\frac{dH_a^{\mathrm{I},1}}{da}\right]_{a=l} = -\frac{5}{8f} = \operatorname{tg}\alpha$$

$$\operatorname{tg}\alpha = -\frac{5}{8f} = \frac{\delta_{ma}}{l-a};$$

$$[\delta_{ma}]_{a=0} = Y_1^1 = -\frac{5l}{8f}.$$

[1]) Vergl. R. Kirchhoff, Die Statik der Bauwerke, II. Bd., S. 277. Berlin 1922. Wilhelm Ernst & Sohn.

Den Zustand $Y_3^1 = -1$ erhalten wir aus den Zuständen $Y_2^0 = -1$ (Abb. 6) und $Y_3^0 = -1$ (Abb. 7), und zwar wird, falls die Momente durch einen ihrer Ursache entsprechenden Zeiger bezeichnet werden:

$$Y_2^1 = \frac{\int_0^l dx\, M_{Y_2^0} M_{Y_3^0}}{\int_0^l dx\, M_{Y_2^0} M_{Y_2^0}} = \frac{\int_0^l dx\, y^2}{\int_0^l dx\, y^2} = 1.$$

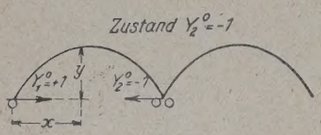


Abb. 6.

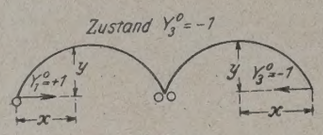


Abb. 7.

Die übrigen Auflagerdrücke Y_1^1, X_1^1, X_2^1 werden nach dem Superpositionsgesetz zu Null.

Die Auflösung der beiden Elastizitätsgleichungen

$$C^{I,3}\int dx\, M_{X_3^0} M_{X_3^1} + H_c^{I,3}\int dx\, M_{X_3^0} M_{Y_3^1} = \int dx\, M_0^I M_{X_3^1}$$

$$C^{I,3}\int dx\, M_{X_3^0} M_{Y_3^1} + H_c^{I,3}\int dx\, M_{Y_3^0} M_{Y_3^1} = \int dx\, M_0^I M_{Y_3^1}$$

gestaltet sich einfach.

a) Berechnung der Formänderungsintegrale.

Aus Abb. 3 u. 8 folgt:

$$\int dx\, M_{X_3^1} M_{X_3^0} = \int_0^l dx \left(\frac{5\,l}{8\,f}\cdot y - x\right) - x + x^2 = \frac{11}{24}\cdot l^3.$$

Aus Abb. 5 u. 8 folgt:

$$\int dx\, M_{Y_3^1} M_{X_3^0} = \int_0^l dx\, x\, y = \frac{f\,l^2}{3}.$$

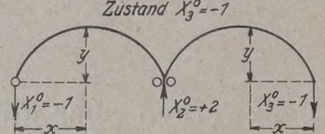


Abb. 8.

Aus Abb. 5 u. 7 folgt:

$$\int dx\, M_{Y_3^1} M_{Y_3^0} = \int_0^l dx\, y^2 = \frac{8}{15}\cdot f^2\, l.$$

b) Berechnung der Belastungsintegrale.

Aus dem Zustande $X_3^1 = -1$ erhalten wir für Öffnung I nach dem Mohrschen Satz (s. ω-Werte von Müller-Breslau):

$$\int dx\, M_0^I M_{X_3^1} = \delta_{mc}^P + \delta_{mc}^D$$

$$= \frac{5\,(a^4 - 2\,a^3\,l + a\,l^3) + 4\,l\,(a^3 - a\,l^2)}{24\,l} = \frac{5\,a^4 - 6\,a^3\,l + a\,l^3}{24\,l}.$$

Aus dem Zustande $Y_3^1 = -1$ (Abb. 5) erkennen wir, daß das Belastungsintegral $\int dx\, M_0^I M_{Y_3^1}$ Null wird.

Somit lauten die Elastizitätsgleichungen:

$$C^{I,3}\cdot\frac{11}{24}\cdot l^3 + H_c^{I,3}\cdot\frac{f\,l^2}{3} = \frac{5\,a^4 - 6\,a^3\,l + a\,l^3}{24\,l}$$

$$C^{I,3}\cdot\frac{f\,l^2}{3} + H_c^{I,3}\cdot\frac{8}{15}\cdot f^2\,l = 0$$

$$(2a)\qquad H_c^{I,3} = \frac{-25\,a^4 + 30\,a^3\,l - 5\,a\,l^3}{48\,l^3\,f}$$

$$(2b)\qquad C^{I,3} = \frac{5\,a^4 - 6\,a^3\,l + a\,l^3}{6\,l^4}.$$

Da das Bogentragwerk symmetrisch ist, so wird:

$$H_c^{I,3} = -H_a^{II,3} \qquad C^{I,3} = A^{II,3} \text{ usw.}$$

Nach dem Superpositionsgesetz werden nunmehr die übrigen Auflagerdrücke gefunden. Es wird:

$$(2c)\quad B^{I,3} = B^{II,3} = B^{I,1} - 2\,C^{I,3}$$

$$= \frac{a}{l} - \frac{2\,(5\,a^4 - 6\,a^3\,l + a\,l^3)}{6\,l^4} = \frac{-10\,a^4 + 12\,a^3\,l + 4\,a\,l^3}{6\,l^4}$$

$$(2d)\qquad A^{I,3} = C^{II,3} = \frac{5\,a^4 - 6\,a^3\,l - 5\,a\,l^3 + 6\,l^4}{6\,l^4}$$

$$(2e)\qquad H_b^{I,3} = -H_b^{II,3} = \frac{-30\,a^4 + 60\,a^3\,l - 30\,a\,l^3}{48\,l^3\,f}$$

$$(2f)\qquad H_a^{I,3} = -H_c^{II,3} = \frac{55\,a^4 - 90\,a^3\,l + 35\,a\,l^3}{48\,l^3\,f}.$$

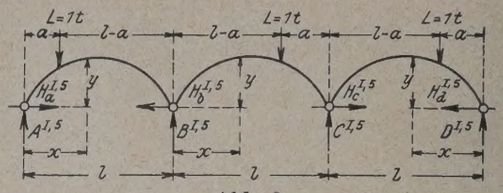


Abb. 9.

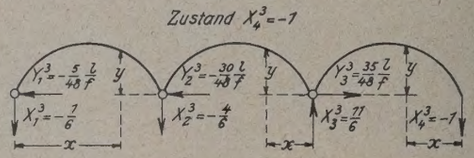


Abb. 10.

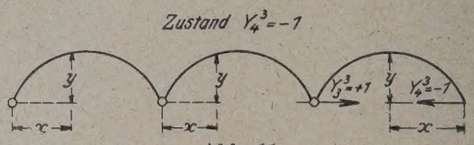


Abb. 11.

3. Die Berechnung des nebenstehenden fünffach statisch unbestimmten Bogentragwerks über drei gleichweite Öffnungen I, II, III (Abb. 9) ist mit Hilfe des statisch unbestimmten Hauptsystems unter 2. und der Zustände $X_3^3 = -1$ (Abb. 10) und $Y_4^3 = -1$ (Abb. 11) ebenfalls schnell durchgeführt. Die Ermittlung der Zustände $X_4^3 = -1$ und $Y_4^3 = -1$ und die Berechnung der Formänderungs- und Belastungsglieder aus diesen Zuständen werden ähnlich wie unter 2. durchgeführt.

Die beiden Elastizitätsgleichungen zur Bestimmung von $D^{I,5}$ und $H_d^{I,5}$ lauten somit:

$$D^{I,5}\cdot\frac{65}{48\cdot 3}\cdot l^3 + H_d^{I,5}\cdot\frac{f\,l^2}{3} = \frac{5\,a^4 - 6\,a^3\,l + a\,l^3}{48\cdot 3\,l}$$

$$D^{I,5}\cdot\frac{f\,l^2}{3} + H_d^{I,5}\cdot\frac{8}{15}\cdot f^2\,l = 0.$$

$$(3a)\qquad D^{I,5} = A^{III,5} = \frac{5\,a^4 - 6\,a^3\,l + a\,l^3}{35\,l^4}$$

$$(3b)\qquad H_d^{I,5} = -H_a^{III,5} = \frac{-5\,a^4 + 6\,a^3\,l - a\,l^3}{56\,l^3\,f}.$$

Zur Berechnung von $D^{II,5}$ und $H_d^{II,5}$ ändert sich in den obigen Elastizitätsgleichungen nur das Belastungsglied der ersten Gleichung.

Die Anwendung des Superpositionsgesetzes liefert nach kurzem Rechnungsgang die übrigen Auflagerdrücke.

Bemerkenswert ist, daß der Zustand $Y_n^m = -1$ stets die einfache Form wie unter 2. und 3. in Abb. 5 und Abb. 11 annimmt, so daß sich hierdurch sowohl die Auflösung der Elastizitätsgleichungen, wie auch die Anwendung des Superpositionsgesetzes bei der Berechnung obiger Bogentragwerke über n gleiche Öffnungen mit Hilfe eines statisch unbestimmten Hauptsystems wesentlich vereinfacht.

II. Rahmentragwerke.

1. Bekanntlich[2]) lauten die Gleichungen der Einflußlinien für den beiderseits eingespannten rechteckigen Rahmen mit der Öffnungsweite $2\,l$, der Höhe h und der Abkürzung $h\cdot\frac{J_R}{J_P} = h'$, bei Vernachlässigung der Normal- und Querkräfte, falls die Last $L = 1$ t sich über dem Riegel befindet (Abb. 12):

$$(1a)\quad M_a^{I,3} = M_b^{I,3} \text{ für } {}^{a}_{=l-a}$$

$$= \frac{-a^3\,(4\,l + h') + a^2\,l\,(10\,l - 3\,h') - a\,l^2\,(4\,l + h')}{l\,(16\,l^2 + 52\,l\,h' + 12\,h'^2)}$$

$$(1b)\quad H_a^{I,3} = -H_b^{I,3} = \frac{-a^2\,(6\,l + 18\,h') + a\,l\,(12\,l + 36\,h')}{h\,(16\,l^2 + 52\,l\,h' + 12\,h'^2)}$$

$$(1c)\quad A^{I,3} = B^{I,3 \text{ für } {}^{a}_{=l-a}} = \frac{a^3 - 3\,a^2\,l - 6\,a\,l\,h'}{l\,(4\,l^2 + 12\,l\,h')} + 1.$$

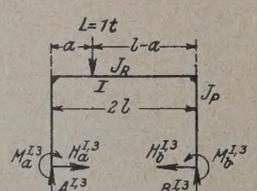


Abb. 12.

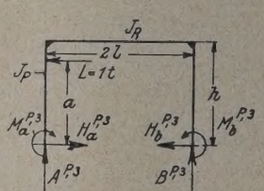


Abb. 13.

Bei Belastung des linken Pfostens (P) mit der Last $L = 1$ t lauten die Gleichungen (Abb. 13):

[2]) R. Kirchhoff, Die Statik der Bauwerke, II. Bd., S. 466 bis 471 sowie S. 480 bis 483. Berlin 1922. Wilhelm Ernst & Sohn.

(1d) $$M_a^{P,3} = -\frac{a^3(4l^2+14lh'+6h'^2)+a^2h(12l^2+18lh'+9h'^2)}{h^2(16l^2+52lh'+12h'^2)}$$

(1e) $$M_b^{P,3} = -\frac{a^3(4l^2+14lh'+6h'^2)+a^2h(12l^2+52lh'+15h'^2)-ah^2(16l^2+52lh'+12h'^2)}{h^2(16l^2+52lh'+12h'^2)}$$

(1f) $$H_b^{P,3} = \frac{-a^3(2l+2h')+a^2h(6l+3h')}{h^3(8l+2h')}$$

(1g) $$H_a^{P,3} = 1 - H_b^{P,3}$$

(1h) $$A^{P,3} = -B^{P,3} = \frac{3a^2}{4l^2+12lh'}.$$

2. Als weiteres Beispiel möge das sechsfach statisch unbestimmte Rahmentragwerk über zwei gleichweite Öffnungen mit eingespannten Pfostenfüßen (Abb. 14) untersucht werden, unter Zugrundelegung des eingespannten Rahmens unter 1. als statisch unbestimmtes Hauptsystem.

Die Zustände $X_2^3=-1$, $Y_3^3=-1$ und $Z_2^3=-1$ (Abb. 15 bis 17) erhalten wir sofort aus den Gleichungen unter 1.

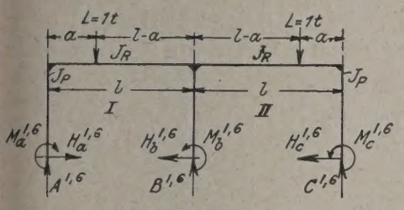


Abb. 14.

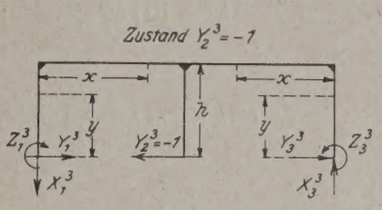


Abb. 16.

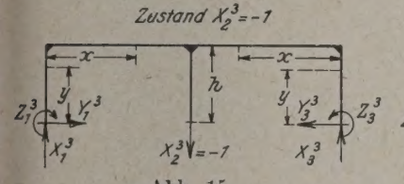


Abb. 15.

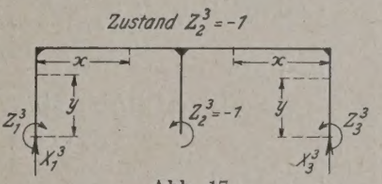


Abb. 17.

α) Setzen wir in die Gl. 1a bis 1c für a den Wert l ein, so erhalten wir den Zustand $X_2^3=-1$ der Abb. 15, mit den Auflagerdrücken

$$X_1^3 = X_3^3 = -\frac{1}{2};$$

$$Y_1^3 = Y_3^3 = \frac{3l^2}{2h(4l+h')};$$

$$Z_1^3 = Z_3^3 = \frac{l^2}{2(4l+h')}.$$

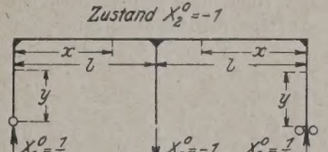


Abb. 18.

β) Differenzieren wir die Gl. 1a bis 1c nach a und setzen für a den Wert l ein, so erhalten wir den Zustand $Z_2^3=+1$. Werden die Vorzeichen umgekehrt, so erhalten wir den Zustand $Z_2^3=-1$ der Abb. 6, mit den Auflagerdrücken:

$$X_1^3 = -X_3^3 = \frac{3l+6h'}{4l^2+12lh'};$$

$$Z_1^3 = -Z_3^3 = \frac{-l}{4l+12h'}.$$

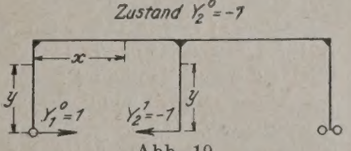


Abb. 19.

γ) Setzen wir in die Gl. 1d bis 1g für a den Wert h ein und kombinieren den so erhaltenen Verschiebungszustand mit dem Zustande $Z_2^3=+1$, so erhalten wir den Zustand $X_2^3=-1$ der Abb. 16, mit den Auflagerdrücken:

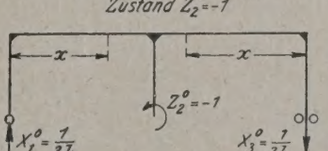


Abb. 20.

$$X_1^3 = X_3^3 = -\frac{3lh+3h'^2}{4l^2+12lh'};\quad Y_1^3 = Y_3^3 = \frac{1}{2};$$

$$Z_1^3 = -Z_3^3 = \frac{3lh+3h'^2}{4l+12h'}.$$

a) Berechnung der Formänderungsglieder.

Aus Abb. 15 u. 18 folgt:

$$\int dx\, M_{X_2^3} M_{X_2^0} = \int_0^l dx \left(x - \frac{2l^2}{4l+h'}\right)\frac{1}{2}\cdot x = \frac{l^3(l+h')}{6(4l+h')}.$$

Aus Abb. 15 u. 19 und ferner aus Abb. 15 u. 20 folgt, daß die Formänderungsglieder $\int dx\, M_{X_2^3} M_{Y_2^0}$ und $\int dx\, M_{X_2^3} M_{Z_2^0}$ Null werden.

Aus Abb. 16 u. 17 folgt:

$$\int dx\, M_{Y_2^3} M_{Y_2^0} = \int_0^l dx \left[\left(\frac{-3lh-3h'^2}{4l^2+12lh'}\right)x + \frac{lh-3h'^2}{4l+12h'}\right] - h + \frac{J_R}{J_P}\int_0^h dy\left(\frac{3}{2}\cdot y^2 - \frac{3lh+3h'^2}{4l+12h'}\cdot y\right) = \frac{l^2h^2+10lh'^3+9h'^4}{2(4l+12h')}.$$

Aus Abb. 16 u. 20 folgt:

$$\int dx\, M_{Y_2^3} M_{Z_2^0} = \int_0^l dx \left[\left(\frac{-3lh-3h'^2}{4l^2+12lh'}\right)x + \frac{lh-3h'^2}{4l+12h'}\right]\frac{x}{l} - \frac{J_R}{J_P}\int_0^h dy\, y = -\frac{l^2h+9lh'^2+12h'^3}{2(4l+12h')}.$$

Aus Abb. 17 u. 20 folgt:

$$\int dx\, M_{Z_2^3} M_{Z_2^0} = \int_0^l dx \left[\left(\frac{3l+6h'}{4l^2+12lh'}\right)x - \frac{l}{4l+12h'}\right]\frac{x}{l} + \frac{J_R}{J_P}\int_0^h dy = \frac{l^2+12lh'+24h'^2}{2(4l+12h')}.$$

b) Berechnung der Belastungsglieder für Öffnung I (nach Mohrschem Satze).

$$\int dx\, M_0^{\mathrm{I}} M_{X_2^3} = \frac{(-a^3+al^2)(4l+h')+6l^2(a^2-al)}{12(4l+h')} + \frac{a}{l}\int dx\, M_{X_2^3} M_{X_2^0} = -\frac{a^3(4l+h')+6a^2l^2+3al^2h'}{12(4l+h')}.$$

Weiterhin folgt aus Abb. 16:

$$\int dx\, M_0^{\mathrm{I}} M_{Y_2^3} = \frac{a^3(lh+h'^2)+a^2l(-lh+3h'^2)-4al^2h'}{2l(4l+12h')}.$$

Ferner folgt aus Abb. 17:

$$\int dx\, M_0^{\mathrm{I}} M_{Z_2^3} = \frac{-a^3(l+2h')+a^2l^2+2al^2h'}{2l(4l+12h')}.$$

Es sind somit die folgenden drei Elastizitätsgleichungen zu lösen:

$$B^{\mathrm{I},6}\, l^3(l+h') = \frac{-a^3(4l+h')+6a^2l^2+3al^2h'}{2}$$

$$H_b^{\mathrm{I},6}(l^2h^2+10lh'^3+9h'^4) - M_b^{\mathrm{I},6}(l^2h+9lh'^2+12h'^3) = \frac{a^3(lh+h'^2)+a^2l(-lh+3h'^2)-4al^2h'}{l}$$

$$-H_b^{\mathrm{I},6}(l^2h+9lh'^2+12h'^3)+M_b^{\mathrm{I},6}(l^2+12lh'+24h'^2) = \frac{-a^3(l+2h')+a^2l^2+2al^2h'}{l}$$

(5a) $$B^{\mathrm{I},6} = B^{\mathrm{II},6} = \frac{-a^3(4l+h')+6a^2l^2+3al^2h'}{l^3(2l+2h')}$$

(5b) $$H_b^{\mathrm{I},6} = -H_b^{\mathrm{II},6} = \frac{a^3l+12a^2lh'-al^2(l+12h')}{h(2l^3+18l^2h'+12lh'^2)}$$

(5c) $$M_b^{\mathrm{I},6} = -M_b^{\mathrm{II},6} = \frac{-a^3(l+h')+a^2l(2l+6h')-al^2(l+5h')}{2l^3+18l^2h'+12h'^3}.$$

Die übrigen Auflagerdrücke finden wir nach dem Superpositionsgesetz.

Greift eine wagerechte Kraft am linken Pfosten des untersuchten Rahmens an (Abb. 21), so ändern sich in den obigen drei Elastizitätsgleichungen die Belastungsglieder, die wir bei wagerechtem Lastangriff durch rechnerische Auswertung der Belastungsintegrale erhalten. Aus der Abb. 15 und dem statisch bestimmten Belastungszustande der Abb. 22 erhalten wir somit:

$$\int dx\, M_0^P\, M_{X_2^3} = \int_0^l dx \left[\frac{x}{2} - \frac{2\,l^2}{2\,(4\,l+h')}\right] - a$$

$$+ \frac{J_R}{J_P}\int_0^a dy \left[\frac{-3\,l^2 y + l^2 h}{2\,h\,(4\,l+h')}\right]$$

$$+ \frac{J_R}{J_P}\int_a^h dy \left[\frac{-3\,l^2 y + l^2 h}{2\,h\,(4\,l+h')}\right] - a = \frac{(-3\,a^{3'} + 3\,a^2 h')\,l^2}{12\,h\,(4\,l+h')}.$$

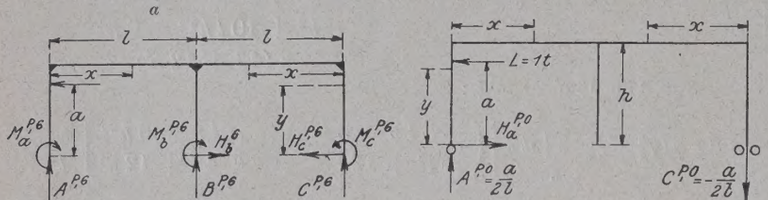


Abb. 21.

Abb. 22.

Weiterhin folgt aus Abb. 16 u. 22:

$$\int dx\, M_0^P\, M_{Y_2^3}$$

$$= \int_0^l dx \left[\frac{-3\,lh - 3\,h^{2'}}{4\,l^2 + 12\,lh'} \cdot x + \frac{lh - 3\,h^{2'}}{4\,l + 12\,h'}\right]\left(\frac{a}{l}\cdot x - a\right)$$

$$+ \frac{J_R}{J_P}\int_0^a dy \left[-\frac{1}{2}\cdot y + \frac{3\,lh + 3\,h^{2'}}{4\,l + 12\,h'}\right] - y$$

$$+ \frac{J_R}{J_P}\int_0^h dy \left[-\frac{1}{2}\cdot y + \frac{3\,lh + 3\,h^{2'}}{4\,l + 12\,h'}\right] - a$$

$$= -\frac{a^3\,(2\,l' + 6\,h'') + a^2\,h\,(9\,l' + 9\,h'')}{6\,(4\,l + 12\,h')}.$$

Ferner folgt aus Abb. 17 u. 22:

$$\int dx\, M_0^P\, M_{Z_2^3}$$

$$= \int_0^l dx \left[\frac{3\,l + 6\,h'}{4\,l^2 + 12\,l\,h'}\cdot x - \frac{l}{4\,l + 12\,h'}\right]\left(\frac{a}{l}\cdot x - a\right)$$

$$+ \frac{J_R}{J_P}\int_0^a dy \cdot \frac{l\,y}{4\,l + 12\,h'} + \frac{J_R}{J_P}\int_a^h dy \cdot \frac{l\,a}{4\,l + 12\,h'}$$

$$= -\frac{l\,a^{2'}}{2\,(4\,l + 12\,h')}.$$

Es sind somit die folgenden drei Elastizitätsgleichungen zu lösen:

$$B^{P,6}\, l^3\,(l + h') = \frac{l^2\,(-3\,a^{3'} + 3\,a^2 h')}{2\,h}$$

$$H_b^{P,6}\,(l^2 h^2 + 10\,l\,h^{3'} + 9\,h^{4''}) - M_b^{P,6}\,(l^2 h + 9\,l\,h^{2'} + 12\,h^{3''}) = \frac{-a^3\,(2\,l' + 6\,h'') + a^2 h\,(9\,l' + 9\,h'')}{3}$$

$$- H_b^{P,6}\,(l^2 h + 9\,l\,h^{2'} + 12\,h^{3''}) + M_b^{P,6}\,(l^2 + 12\,l\,h' + 24\,h^{2''}) = -\frac{3\,l\,h'\,a^2}{3\,h}$$

(5 d) $$B^{P,6} = \frac{-3\,a^{3'} + 3\,a^2 h'}{2\,l\,h\,(l + h')}$$

(5 e) $$H_b^{P,6} = \frac{-a^3(l^{2'} + 12\,l\,h'' + 24\,h^{2'''}) + a^2 h(3\,l^{2'} + 36\,l\,h'' + 36\,h^{2'''})}{3\,h^2 l\,(2\,l^2 + 18\,l\,h' + 12\,h^{2''})}$$

(5 f) $$M_b^{P,6} = \frac{-a^3(l^{2'} + 9\,l\,h'' + 12\,h^{2'''}) + a^2 h(3\,l^{2'} + 21\,l\,h'' + 18\,h^{2''})}{3\,l\,h\,(2\,l^2 + 18\,l\,h' + 12\,h^{2''})}$$

Nach dem Superpositionsgesetz lassen sich wiederum die übrigen Auflagerdrücke ermitteln.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. Februar ausgegebene Heft 3 enthält u. a. folgende Beiträge: Wegebauingenieur P. Laupmann: Anwendung von transportierbaren Eisenbetoncaissons beim Bau des festen Wehres für das Wolhowkraftwerk. Regierungsbaumeister F. Eisner und Dr.-Ing. W. Kretschmer: Beitrag zur Verwendung der Nomographie in der Eisenbetonrechnung. O. Graf: Weitere Beobachtungen über die Lagerbeständigkeit verschiedener Zemente.

Technische Hochschule Braunschweig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Geh. Regierungsrat Prof. Siegmund Müller, Berlin, in Anerkennung seiner bedeutenden Verdienste, die er sich um die Wissenschaft als Hochschullehrer, als Ingenieur in Praxis und Theorie und vornehmlich durch seine bahnbrechenden Arbeiten auf dem Gebiete der Wiederherstellung von Eisenbetonbauten erworben hat.

Die 28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) findet statt am 23. Februar 1925 vormittags im Gelben Saale des Hotels „Der Kaiserhof", Berlin, ferner am Nachmittage dieses Tages von 1½ Uhr ab sowie am 24. und 25. Februar von 9½ Uhr vormittags ab im Beethovensaale der Philharmonie, Köthener Straße 32. Der Vormittag des ersten Tages ist nur den inneren Angelegenheiten des Vereins gewidmet. Nur Mitglieder haben Zutritt.

Zu den übrigen angegebenen Zeiten werden für Mitglieder und Gäste folgende Vorträge gehalten: Montag, den 23. Februar: 1. Spannungsmessungen an Pilzdecken; Heinrich Butzer, i. Fa. Heinrich Butzer, Dortmund. 2. Ausführung von Silobauten unter Verwendung hochwertigen Portlandzementes; Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Hielmann, i. Fa. Wicking'sche Portlandcement- und Wasserkalkwerke, Münster i. W. 3. Fortschritte im Bau von Massiv-Kuppeln; Oberingenieur Dischinger, i. Fa. Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Biebrich a. Rh.

Dienstag, den 24. Februar: 4. Festigkeits- und betontechnische Fragen bei Bauausführungen auf berg- und hüttenmännischem Gebiet; Dr.-Ing. R. Mautner, Direktor der Wayss & Freytag A.-G., Düsseldorf. 5. Die Bauten für die Kanalisierung des Neckars zwischen Mannheim und Plochingen; Strombaudirektor Konz, Stuttgart. 6a) Über die Einwirkung von Ammonsalzlösungen auf Beton; Prof. Dr. Mohr, Badische Anilin- und Sodafabrik, A.-G., Ludwigshafen. b) Zerstörung von Betonbauten durch chemische Angriffe und konstruktive Abwehrmaßnahmen; Oberingenieur Goebel, Badische Anilin- und Sodafabrik A.-G., Ludwigshafen. 7. Der Talsperrenbau Muldenberg unter besonderer Berücksichtigung des Mörtelwerkes und der Transportfragen; Dr.-Ing. Arndt, Philipp Holzmann, A.-G., Halle a. S.

Mittwoch, den 25. Februar: 8. Der Bau der Schwarzenbachtalsperre; Dr.-Ing. Enzweiler, Siemens-Baunion G. m. b. H., Berlin. Außerdem folgende Besprechungen: 1. Mitteilungen über einen infolge unrichtiger Ausschalung einer Betonbogenbrücke veranlaßten Unfall; Berichter: Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Max Möller, Braunschweig. 2. Die wesentlichsten Änderungen der vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton bearbeiteten neuen deutschen Eisenbetonbestimmungen; Berichter: Prof. B. Löser, Dresden. 3. Der Betonstraßenbau im In- und Ausland: a) Deutschland und andere europäische Länder; Berichter: Dr.-Ing. W. Petry, geschäftsführendes Vorstandsmitglied des Deutschen Beton-Vereins, Obercassel, Siegkreis. b) Vereinigte Staaten von Nordamerika; Berichter: Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg, hatte, wie in der „Bautechnik" 1925, Heft 3, S. 32 angekündigt war, für Montag, den 26. Januar einen Vortrag von Herrn Dipl.-Ing. Rein über „Neuere Versuchsergebnisse im Eisenbau" angesetzt. Da jedoch der Vortragende am Erscheinen verhindert war, so sprach statt seiner Herr Regierungsbaumeister Eisner über Nomographie. Die zahlreich erschienenen Zuhörer folgten dem Vortrage mit lebhaftem Interesse.

Die ferner angesetzten Vorträge sollen planmäßig, jedoch von **6½ Uhr** nachm. ab im Hörsaal **120** stattfinden; die Gesellschaft hofft, am Schluß der Vortragsreihe auch den ausgefallenen Vortrag des Herrn Dipl.-Ing. Rein noch bringen zu können.

Die Erweiterung des Hafens von Rotterdam. Die Entwicklung des alten Fischerdorfes Rotterdam zum Welthafen, in den Befreiungskriegen der Niederlande begonnen und von 1623 bis 1850 nur wenig fortgeschritten, hat seither überaus große Ausmaße angenommen: Die Einwohnerzahl, zu Beginn des 19. Jahrhunderts 53 000, ist von 1850 bis 1900 von 90 000 auf 320 000 gestiegen und beträgt zurzeit über eine halbe Million. Die Ursache dieser schnellen Entwicklung war der seit 1827 stetig geförderte Ausbau des Zufahrtweges vom Meere, insbesondere die 1885 abgeschlossenen Arbeiten am „Nieuwe Waterweg", d. h. dem Unterlauf des auch für Seeschiffe größeren Tiefganges ausreichenden Verbindungskanals von Rotterdam nach Hoek van Holland.

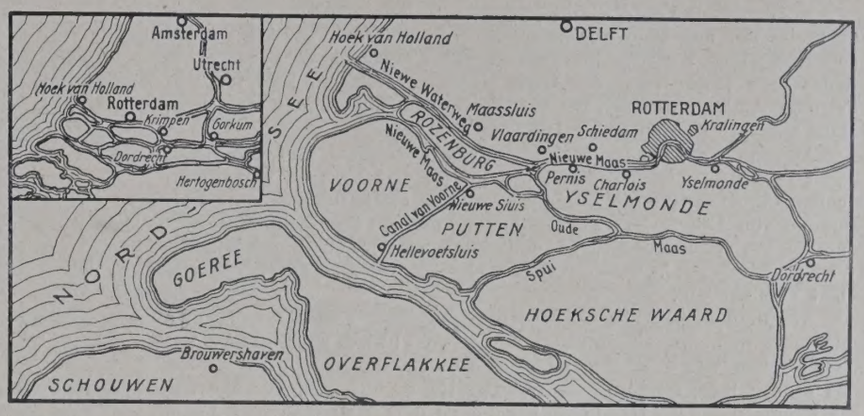


Abb. 1.

Im Gegensatz zu Antwerpen, wo sich das Be- und Entladen der Schiffe fast ganz an den Kais vollzieht, wurde in Rotterdam, das in erster Linie Umladehafen ist, vorzugsweise aus dem Schiff in Kähne verladen und dadurch eine ausgedehnte Kai- und Krananlage überflüssig gemacht. Die einzelnen Hafenbecken sind an beiden Ufern der Maas angelegt und vom Strom aus leicht zugänglich. Die mittlere Flut ist 1,50 m über R. P. (Rotterdamer Pegel), die mittlere Ebbe 0,10 m über R. P.; die höchste bisher beobachtete Flut erreichte 3,75 m über R. P., und diese Höhe ist beim Bau sämtlicher Kai- und Ufermauern zugrunde gelegt.

Die Eisenbahnbrücke — die in Eisen ausgeführte sogenannte „Willemsbrug" — stammt aus den Jahren 1870 bis 1876 und überquert die Maas etwa in vier Bogen in der Mitte der Stadt. Die daneben gelegene, 1874 bis 1878 gebaute und dem Straßenverkehr dienende „Maasbrug" genügt kaum noch dessen Ansprüchen für täglich etwa 60 000 Personen und 4500 Fahrzeuge; der Bau einer neuen Brücke ist beabsichtigt. Von diesen Brücken aus am linken Ufer stromabwärtsgehend, treffen wir (Abb. 2) zunächst den Binnenhafen von 1000 m Länge, 40 bis 80 m Breite und 6,50 bis 7 m Fahrtiefe; er dient im wesentlichen dem Verkehr mit den skandinavischen Ländern. Ihm parallel gelagert ist das Becken des Eisenbahnhafens von 1100 m Länge, 115 m Breite und 7 bis 7,50 m Tiefe mit den Güterschuppen und Lagerhallen der holländischen Staatsbahn. Zwischen dem Eisenbahn- und dem Rheinhafen am Wilhelmina-Kai liegen die ausgedehnten Lager- und Ladeanlagen der Niederländisch-Amerikanischen Dampfschiffahrt-Maatschappij mit den Anlegestellen der bis zu 24 000 t großen transatlantischen Dampfer dieser Gesellschaft. Der Rheinhafen mit etwa 30 ha Wasserfläche, 8 m Tiefe, einer Einfahrtbreite von 140 m und 2 km langen Kaianlagen dient vorzugsweise dem Verkehr mit Deutschland.

Weiter westlich liegen die kleinen Becken des ersten und zweiten Katendrecht-Hafens, die vorzugsweise dem Eisenbahn-Umladeverkehr von Holz und Kohle dienen. Alsdann gelangt man zu dem großen, nach der Eingemeindung von Charlois (1895) und der Enteignung von 225 ha, der Niederlegung von 700 Häusern sowie der Umsiedlung von 3100 Einwohnern angelegten Maashafen mit einer Wasserfläche von 58 ha, 230 m Breite, 8,50 m Tiefe und Anlegeplätzen für 22 Fahrzeuge. In der äußeren Ecke dieses Hafenbeckens befindet sich das 170 m lange und 36 m breite städtische Schwimmdock Nr. IV; ferner liegen an ihm eine Reihe großer Fabrik- und Silobauten.

Vom Maashafen an den kleinen, in erster Linie dem Petroleumverkehr dienenden Becken des Saint-Jans-, des Petroleum- und des Kortenoordsche Hafens vorbei gelangt man zu dem 310 ha großen Waalhafen, einem der größten Hafenbecken der Welt: Die Arbeiten daran begannen 1907, 13 Monate später vermochte er bereits das erste Schiff aufzunehmen. In den weiteren Jahren sind die Arbeiten ununterbrochen fortgeführt, 1911 waren 51 ha zur Verfügung des Überseeverkehrs; 1914 und 1915 wurden je 2,70 Mill. m³ Erdarbeiten geleistet und die Wassertiefe für rd. 50 ha auf 10 m gebracht, 1920 sind die Baggerarbeiten von neuem in vollem Umfange aufgenommen.

Die am rechten Maasufer gelegenen Hafenbecken sind von ungleich kleineren Abmessungen als die des linken Ufers, ihre Wasserfläche beträgt insgesamt nur 52 ha. Von den Strombrücken aus erreicht man zuerst den Park- und den St. Jobshafen von 450 × 120 m bezw. 350 × 100 m Fläche und 7 bis 8 bezw. 8 bis 8,50 m Tiefe; es folgt der 550 × 120 m große und 8 bis 8,50 m tiefe Schiehafen; alle drei Becken dienen namentlich dem Handel mit Deutschland, England und Frankreich, insbesondere dem unmittelbaren Eilgutverkehr nach diesen Ländern. Zwischen dem St. Jobs- und Schiehafen befindet sich der Anlegekai des Rotterdamschen Lloyd, einer der beiden großen holländischen Linien für den Verkehr des Mutterlandes mit seinen Kolonien. Endlich kommen am rechten Ufer in Frage die vier kleinen, in einer Gruppe parallel nebeneinander liegenden Becken des Kous-, Yssel-, Lek- und Keilehafens. Für die beiden ersteren, für große Überseedampfer bestimmt, war ursprünglich ein Tiefgang von 10 m in Aussicht genommen; man hat sich bisher jedoch mit 9 m Tiefe begnügt. Die letztgenannten beiden Häfen dienen mit einer Wassertiefe von 3,50 bis 4 m dem Flußverkehr. — Wie für die meisten anderen großen Häfen, so sind auch für Rotterdam umfangreiche Neubauten in Aussicht genommen. Sie bestehen (Abb. 2)

1. in dem Ausbau des Waalhafens,
2. in der Anlage neuer Hafenbecken westlich des Waalhafens,
3. in der Anlage neuer Hafenbecken auf dem rechten Maasufer,
4. in der Regulierung des Nieuwe Waterwegs.

Zurzeit sind von den für das Riesenbecken des Waalhafens zur Verfügung stehenden 310 ha etwa 125 ha nutzbar gemacht, die auf 260 ha erweitert werden sollen. Die ursprünglichen Pläne für diesen Hafen haben im Laufe der Zeit eine Umgestaltung erfahren durch die starke Vermehrung der seinerzeit vorgesehenen Kaianlagen, so daß hier fast das gesamte Be- und Entladen sich jetzt am Kai abwickelt statt, wie früher vorgesehen, im Umladeverkehr zwischen Schiff und Kahn. Die Wassertiefe wechselt von 4,50 m in den kleinen Becken bis zu 10 m an den Außenkais.

Abb. 2 zeigt den geplanten Ausbau im einzelnen, ebenso die neuen Hafenbecken westlich des Waalhafens, für deren stattlichen Komplex bereits im Jahre 1913 mit den erforderlichen Geländeankäufen und Enteignungen begonnen ist. Es handelt sich auf dem linken Ufer um den Hout- und den Industriehafen von 53 und 51 ha, die zu vereinigen und auf eine Wasserfläche von 210 ha zu bringen sind, ferner um den Handels- und Westerhafen von zunächst 220, später 310 ha, und den Petroleumhafen, der auf 50 ha zu bringen ist.

Der Anschluß dieser neuen Häfen auf dem linken Ufer an den Bahnverkehr wird durch eine neue Anschlußlinie vom Bahnhof Yselmonde aus vermittelt.

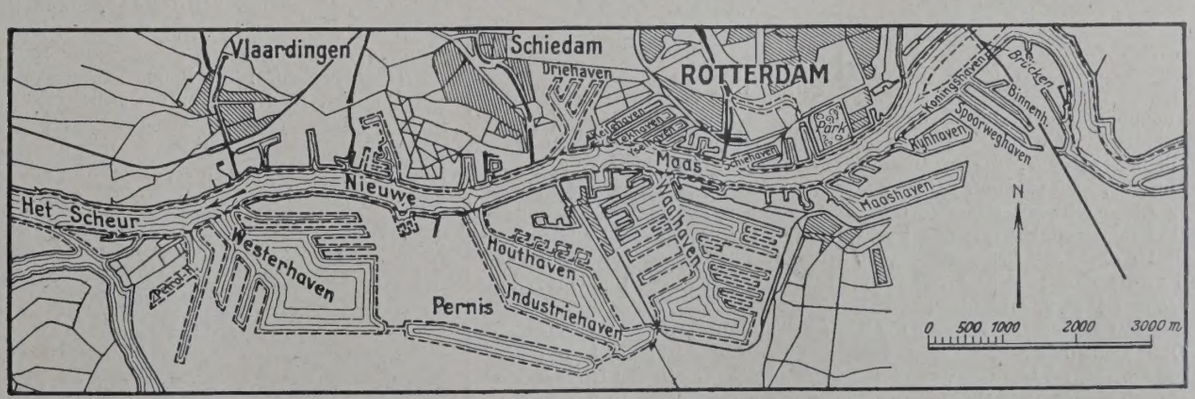


Abb. 2.

Möglicherweise erfahren die jetzigen Erweiterungspläne, namentlich in bezug auf den Petroleumhafen, eine Abänderung zufolge der im Interesse einer besseren Verbindung von Dordrecht zum Meere beschlossenen Regulierung der Oude Maas, in welchem Fall für den Petroleumverkehr noch einige weitere Becken mit Zugang zur Oude Maas angelegt werden (Abb. 1).

Alsdann wäre der Industrie- mit dem Westerhafen und dem Waalhafen durch ausreichend breite Kanäle für den Verkehr von Rhein-Schleppkähnen zu verbinden. Diese großen Pläne umfassen die Enteignung von 1500 ha und die Eingemeindung von Pernis durch Rotterdam; seine Ausführung wird daher und in Ansehung der jetzigen Wirtschaftslage wohl Verzögerungen erleiden, deren Dauer sich zurzeit nicht absehen läßt.

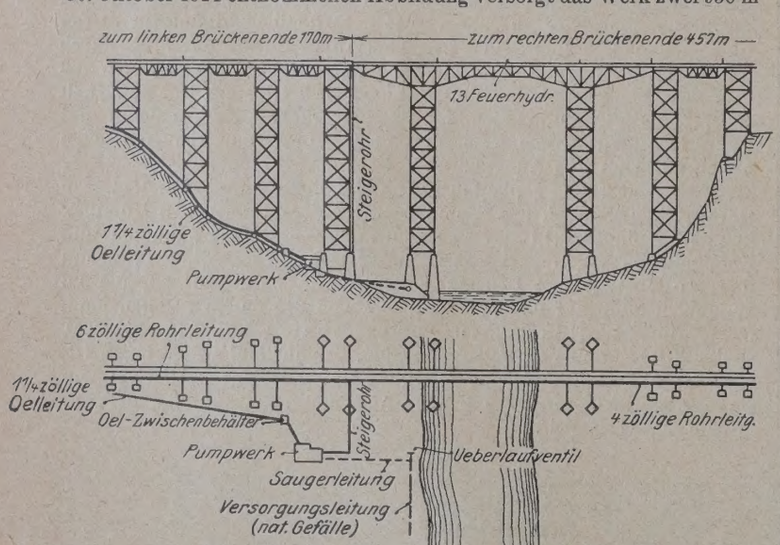
Auf dem rechten Ufer sollen die drei Becken des Driehafens mit einer gemeinsamen Zufahrt und etwa 110 ha Wasserfläche auf dem Gebiete von Schiedam angelegt werden, das zu diesem Zweck das erforderliche Gelände abtritt. Der Hafen soll dem Verkehr der regelmäßigen großen Dampferlinien dienen und dementsprechend eine Ankertiefe von 10 bis 12 m und umfangreiche Kaianlagen erhalten.

Die jetzige Zufahrtrinne Rotterdams zur Nordsee genügt mit einer Tiefe von 8 m bei N. W. und bei einer meist vorhandenen mittleren Wassertiefe von 10 m im allgemeinen den bisherigen Ansprüchen. Immerhin haben Schiffe großen Tiefganges zuzeiten eine schwierige Einfahrt, und auch die Zufahrtbreite von 100 m genügt an einzelnen Stellen kaum noch. Während jedoch der Oberlauf der Fahrrinne, die sogenannte Nieuwe Maas, sich ohne erhebliche Mühe mit vergleichsweise einfachen Baggerungen auf jeder gewünschten Fahrtiefe halten läßt, setzt der Unterlauf, der Nieuwe Waterweg, seiner Regulierung große Schwierigkeiten entgegen, da schneller versandet und sein stark salziges Wasser zerstörend auf alle Uferschutzbauten und Deckwerke wirkt.

1917 wurde durch Gesetz die Schaffung einer Zufahrtrinne von 200 m Breite mit einer Mindesttiefe von 8 m beschlossen, deren Mittelrinne von 100 m Breite überdies auf eine Fahrtiefe von 10 bis 11 m gehalten werden soll; die Ausgaben dafür wurden mit rd. 10 Mill. Gulden bewilligt mit der Maßgabe, daß $^1/_3$ davon zu Lasten der Stadt Rotterdam geht.

Obschon durch den Krieg verzögert, sind die Vorarbeiten hierzu im Gange, und die Baggerarbeiten haben bereits begonnen. Ki.

Eine Eisenbahnpumpstation mit 100 m Pumphöhe besitzt die Galveston, Harrisburg & S. Antonio-Eisenbahngesellschaft an der Pecosbrücke in Texas, die in den sechs Jahren ihres Bestehens noch keinerlei Schäden gezeigt hat. Nach der „Eng. News-Rec." vom 30. Oktober 1924 entnommenen Abbildung versorgt das Werk zwei 950 m



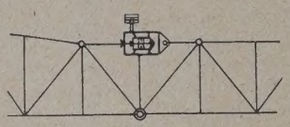
voneinander entfernt an beiden Enden der Brücke liegende Wasserbehälter. Es wird aus drei in der Nähe des linken Flußufers liegenden Quellen gespeist, die in einer 880 m langen Rohrleitung von 25 cm Durchm. gefaßt sind. Das Werk liegt am Fuße eines der hohen, in Eisenfachwerk ausgeführten Brückenpfeiler, an dem das 6-zöllige (152 mm weite) Steigerohr hochgeführt ist; vom oberen Ende dieses Steigerohrs, die Brückenfahrbahn entlang, laufen zwei Leitungen von 6 und 4 Zoll (152 und 100 mm) nach den am linken Ufer 454, am rechten Ufer 295 m³ fassenden Behältern.

Der nötige Betriebstoff für die rd. 1360 l/Min. Wasser fördernden Ölmaschinen des Pumpwerks wird diesem durch eine $1^1/_4$-zöllige (32 mm weite) Leitung von einem in der Nähe des linken Ufers unterirdisch eingebauten Ölbehälter zugeleitet; ein Reservebehälter unmittelbar beim Pumpenhause dient für unvorhergesehene Fälle.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Hydraulischer Puffer an Blindstäben von Brücken u. dergl. (Kl. 19d, Nr. 395 082, v. 22. 6. 1922, Dr.-Ing. Gg. Müller und Dipl.-Ing. Gg. Ollert in Neukölln). Um zu erreichen, daß die Gelenkstäbe für rasch fahrende Verkehrslasten statisch unbestimmt, für Wärmeeinflüsse und für langsam fahrende Verkehrslasten statisch bestimmt werden, teilt man den als Blindstab wirkenden Gelenkstab in zwei Teile, von denen das eine Ende als Kolben, das andere als hydraulischer Zylinder mit stark drosselbarem Flüssigkeitsumlauf ausgebildet ist. Der Zylinder ist von einem Gehäuse umgeben, das ebenso wie der Zylinder mit Flüssigkeit gefüllt ist; der sehr langsam bewegte Kolben findet keinen Widerstand, und bei plötzlich auftretenden Kolbenstangendrücken bleibt der Kolben im Zylinder fast unbeweglich stehen und der Gelenkstab ist kurze Zeit praktisch starr.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Ernannt wurde: der Staatssekretär im R. V. M. Dr. Krohne zum Reichsverkehrsminister.

Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahnoberräte Quelle, Hannover und Levy, Köln, als Mitglieder zur R. B. D. Altona, Zugwurst, Erfurt und Kessler, Magdeburg, als Mitglieder zur R. B. D. Dresden, Crayen, Brandenburg-West, als Mitglied zur R. B. D. Berlin und Weese, Magdeburg, als Werkdirektor zum Eisenbahnwerk Brandenburg-West; die Reichsbahnräte Schucht, Essen, als Mitglied zum Zentralamt, Berlin, Dr. jur. Fritz Busch, Köln, und Weskott, Frankfurt (Oder), als Mitglieder zur R. B. D. Cassel, Oeser, Stargard (Pomm.), als Vorstand zum Verkehrsamt Stralsund, Frhr. v. Wilmowski, Aschersleben, zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), Sommermeier, Altona, als Kassenrat zur R. B. D. Mainz, Niermann, Essen, als Vorstand zum Verkehrsamt Trier, Spangenberg, Braunschweig, als Vorstand zum Verkehrsamt Emden, Schick, Berlin, als Vorstand zum Verkehrsamt Osnabrück, Ruscheweyh, Stettin, als Vorstand zum Verkehrsamt Kiel, Stegmayer, Stralsund, als Vorstand zum Betriebsamt Prenzlau, Lorenz, Stettin, als Vorstand zum Betriebsamt Eberswalde, Bischof, Eberswalde, als Vorstand zum Betriebsamt 1 Stettin, Johannes Neumann, Oppeln, zum Betriebsamt 2 Duisburg, Grandpierre, Darmstadt, zur Bauabteilung Halle (Saale), Wentzel, Leipzig, Köppe, Erfurt und Sorger, Halle (Saale), als Mitglieder zur R. B. D. Dresden, Schütz, Hannover und Tromski, Oppeln, als Mitglieder zur R. B. D. Berlin, Belfanz, Stettin, Stockhausen, Altona und Wagler, Oppeln, als Mitglieder zur R. B. D. Breslau, Silbereisen, Neumünster und Sußmann, Frankfurt (Main), als Mitglieder zur R. B. D. Altona, Havliza, Magdeburg, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Braunschweig, Richard Schaefer, Schneidemühl, als Mitglied (auftragw.) zur R. B. D. Cassel, Gygas, Leinhausen, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Siegen, Reck, Eberswalde, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Königsberg (Pr.), Gantzer, Braunschweig, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Magdeburg-Buckau, und Zahn, Hannover, zur R. B. D. Cassel sowie der Reichsbahnassessor Dr. jur. Gerhard Koch, Cassel, zur R. B. D. Erfurt.

Übertragen ist: dem Reichsbahnoberrat Hartwig, Cassel, die Leitung der bei der R. B. D. Cassel zu errichtenden Werkstättenabteilung und dem Reichsbahnrat Dönges, Schneidemühl, die Stellung als Werkdirektor beim Ausbesserungswerk Schneidemühl.

Überwiesen ist: der Reichsbahnrat Sembdner vom Ausbesserungswerk zur R. B. D. Berlin.

Der Reichsbahnrat Hoepner, Neumünster, ist mit der Wahrnehmung der Geschäfte des Werkdirektors beim Ausbesserungswerk Neumünster beauftragt worden.

Gestorben sind: die Reichsbahnräte Marder, Vorstand des Betriebsamts 1 in Lyck, und Grählert, Vorstand des Betriebsamts in Husum.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer O. Zimmermann (Wasser- und Straßenbaufach), H. Böttcher und J. Busch (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

INHALT: Der Bau der neuen Schiffschleuse zu Ijmuiden. — Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm. (Fortsetzung). — Berechnung von Bogen- und Rahmentragwerken über gleiche Öffnungen mit Hilfe eines statisch unbestimmten Hauptsystems. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Technische Hochschule Braunschweig. — 28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.). — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Erweiterung des Hafens von Rotterdam — Eisenbahnpumpstation mit 100 m Pumphöhe. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 13. Februar 1925 Heft 7

Alle Rechte vorbehalten.

Ein Tribünenbau in neuzeitlicher Holzbauweise.

Von Dipl.-Ing. **Alexander Steiner**, Budapest.

Allgemeines. Der in Ungarn sehr volkstümliche Fußballsport fühlte sehr den Mangel eines stadionmäßig ausgebildeten Sportplatzes. Ein alter Plan wurde durch die stadionmäßige Sportplatzausbildung des Vereines F. T. C. verwirklicht. Die stadionmäßige Schließung des Platzes wurde durch Einschaltung einer in technischer Hinsicht nichts Neues darbietenden kleinen Tribüne und einer durch ihre konstruktive Durchbildung und imposante Größe gekennzeichneten 134 m langen großen Tribüne erwirkt.

Um den Fassungsraum des Sportplatzes völlig auszunutzen, wurden unten und vor der großen Tribüne zahlreiche Stehplätze vorgesehen, was eine außerordentliche Erhöhung der Tribüne notwendig machte. Die großen Abmessungen des Bauwerkes in wagerechter und lotrechter Richtung erforderten eine aus der Konstruktion bedingte Massenwirkung aus architektonischen Gründen und eine hervorragende Aussicht sichernde praktische Ausbildung. Die Tribüne wurde in neuzeitlicher Holzbauweise ausgeführt und kann mit ihren feingliedrigen Formen für die seit der kurzen Einführungszeit schon glänzende Fortschritte aufweisenden Ingenieurholzbauten als besonders geeignetes Beispiel angeführt werden. Zweckmäßigkeit und dadurch entwickelte konstruktive Wirkungen kennzeichnen den neuen Bau. Den allgemeinen Eindruck erhöhen die Unterlagen der Tribüne, die schlanken Eisenbetonstützen und Treppen (Abb. 1).

Abb. 1. Ansicht der Tribüne.

Es wurden 300 Logen zu je 6 Sitzen und 1400 Sitzplätze, also zusammen 3200 Sitzplätze, auf der Tribüne angeordnet.

Maßgebend war für den Entwurf, in Anbetracht der hohen Sitzpreise, durch einen Mindestabstand und Querschnittbemessung der vorderen dachtragenden Stützen eine gute Aussicht auf den Sportplatz zu ermöglichen (Abb. 2). Die als erforderlich angenommenen Abstände der vorderen Stützen von 14,85 m wurden durch einen durchgehenden Gitterträger mit entsprechenden Nebenträgern ermöglicht. Der erforderlichen Konstruktionshöhe der Gitterträger, der architektonischen Wirkung und der durch Ersparung einer Rinne entstandenen wirtschaftlichen Vorteile entsprechend, wurde das Dach ohne First, der günstigeren Verfachung halber laut „Tafel“ Schnitt A—B, ausgebildet. Um auch auf der Straßenseite der Tribüne (Abb. 3) die hier besonders hervortretende Massenerscheinung durch entsprechende Gliederung architektonisch zu gestalten, wurde hier eine mit fensterartigen Öffnungen ausgebildete Fassade vorgesehen.

Den Unterbau der Tribüne bilden Eisenbetonstützen. Da die lotrechte Belastung verhältnismäßig gering ist und der größte Teil der wagerechten Kräfte durch die eingespannten vorderen Stützen aufgenommen wird, konnten die hinteren, der Straßenseite zufallenden Stützen möglichst schlank gehalten werden. Auf die Tribüne führen sechs Eisenbetontreppen — um die Benutzer der Stehplätze nicht zu stören, mit einem rahmenartigen Arm ausgebildet —, die durch ihre zweckmäßige Anordnung eine schnelle Räumung der Tribüne ermöglichen (Tafel). Um den inneren Verkehr abzugrenzen, wurde noch eine durch kleinere Stützen versteifte 3 m hohe Wand auf der Straßenseite angeordnet.

Konstruktion und statische Berechnung. Der durchgehende Gitterträger wurde als symmetrischer Fachwerkträger mit parallelen Gurtungen ausgeführt und berechnet, bei der Ausführung wurden aber aus konstruktiven Gründen gekreuzte Streben angeordnet. Die Nebenträger sind einfache Fachwerkträger (Tafel). Die Knotenpunktverbindungen wurden mit Ringdübeln nach Bauweise Tuchscherer ausgeführt. Diese Bauweise hat sich, auch als erste Anwendung in Ungarn, bei der Durchführung der Arbeit gut bewährt. Die vorderen Säulen wurden als Pendelstützen nur auf Knickung berechnet, während die hinteren Stützen — 4,95 m voneinander entfernt — in die untere Konstruktion eingespannt, die volle wagerechte Belastung durch Wind aufnehmen. Da vordere und hintere Stützen nur in Abständen von 14,85 m in einer Ebene stehen und etwaige Versteifungen die ungehinderte Aussicht gestört hätten, wurde keine rahmenartige Wirkung auf wagerechte Beanspruchung in Rechnung gestellt. Die untere Holzkonstruktion wurde auch als Fachwerk berechnet.

Die Nutzlast wurde unter den Logen zu 400 kg/m² und unter den Sitzplätzen zu 500 kg/m² angenommen. Die Sparren wurden, als der Belastung unmittelbar ausgesetzte Konstruktionsteile, auf Wunsch der Baubehörden sämtlich auf 500 kg/m² berechnet. Nach den ungarischen Vorschriften wurde 80 kg/cm² als zulässige Beanspruchung für Weich-

Abb. 2. Aussicht auf den Sportplatz.

Abb. 3. Straßenseite der Tribüne.

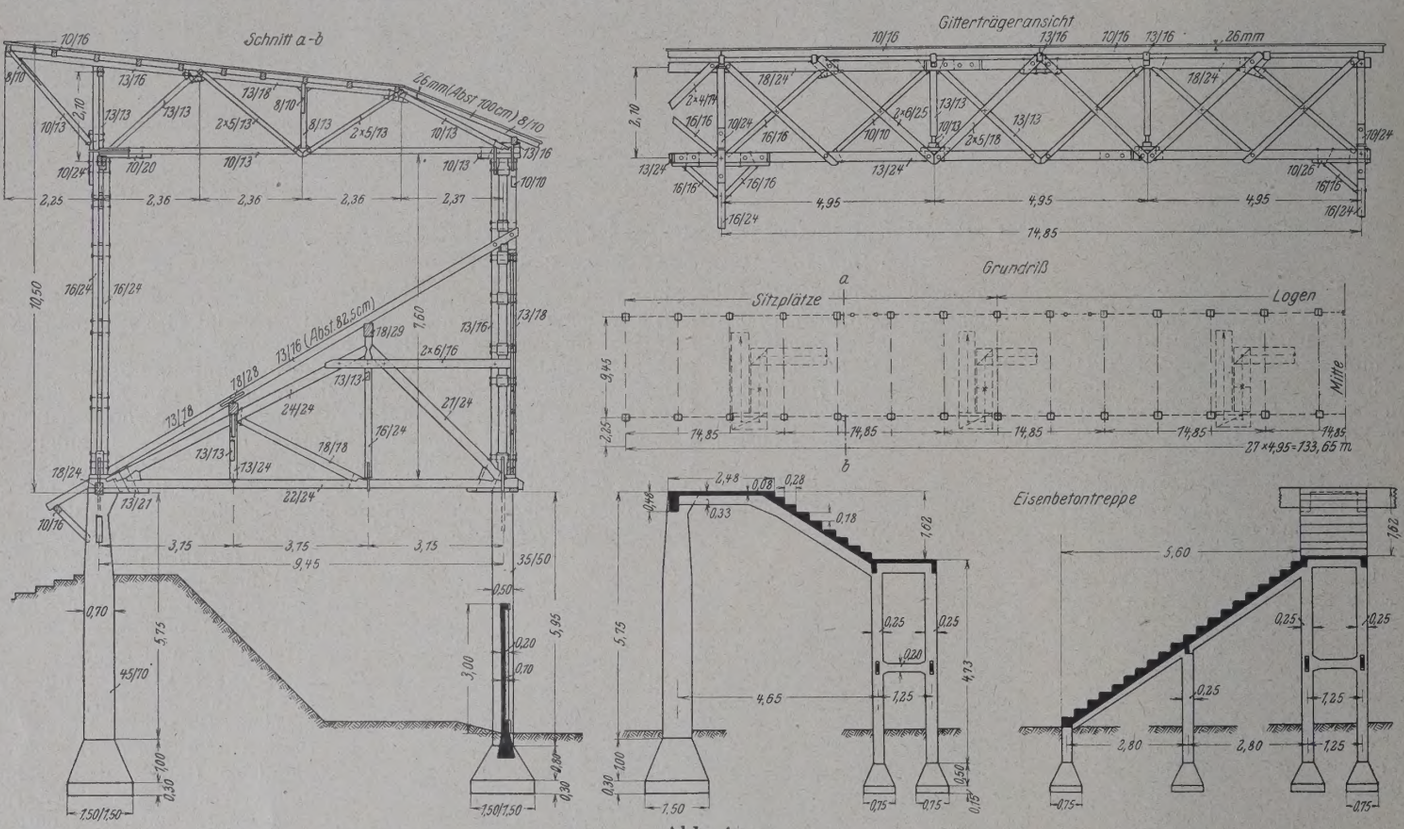


Abb. 4.

holz angenommen, und die Berechnung auf Knickung geschah nach den neuesten ungarischen Vorschriften mit σ_k-Werten nach folgender tabellarischer Zusammenstellung:

Schlankheitsgrad = Höhe / kleinste Querschnittsgröße	≤ 10	≤ 15	≤ 20	≤ 25	≤ 30	≤ 35	≤ 40
σ_k kg/cm² für Weichholz	49	43	37	31	25	18	14

Die Eisenbetonstützen wurden auf exzentrische Belastung für eine Windkraft von 130 kg/m² berechnet. Der größte Teil der Windkraft wird von den vorderen Stützen aufgenommen. Die Eisenbetontreppen (Tafel) wurden nur bis zur Säulenoberkante geführt, die Stufen wurden weiter in Holz gemacht. Die Holz- und Eisenbetonkonstruktionen wurden durch eiserne Laschenverankerung miteinander verbunden. Der Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen wurden $\sigma_b = 50$ kg/cm², (für Platten $\sigma_b = 45$ kg/cm²) und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² als zulässige Beanspruchungen, den neuesten ungarischen Vorschriften gemäß, zugrunde gelegt.

Ausführung. Beim Abbinden und Aufstellen der Holzkonstruktionen wurden die einfachsten Mittel angewendet. Die Gitter- und Nebenträger wurden mit Hilfe von Standbäumen mit Flaschenzügen und Winden aufgezogen und an Ort und Stelle zusammengestellt. Mit Rücksicht auf das Sacken wurden die Konstruktionen mit Überhöhung abgebunden.

Die Bauarbeiten wurden anfangs April 1924 begonnen und das Bauwerk binnen drei Monaten fertiggestellt. Die Arbeiten für die Logen und Sitzplätze wurden im August fertig, so daß die Eröffnungsfeier am 31. August, anläßlich des ungarisch-polnischen Fußballspieles, stattfinden konnte. Die Entwurfbearbeitung und Bauführung lag in den Händen des Verfassers. Die Holzkonstruktionszeichnungen wurden nach gemeinsam bearbeiteten statischen Berechnungen im Wiener Konstruktionsbureau der Firma C. Tuchscherer verfertigt. Die den sportlichen Anforderungen entsprechende allgemeine Anordnung ist den Entwürfen des Herrn Dipl.-Ing. A. Mattyók, Vize-Präsidenten des Sportvereines, zu verdanken. Der Tribünenbau wurde durch die Bauunternehmung Fejér & Dános ausgeführt.

Bemerkenswerte Einzelheiten der Speicheranlagen im Berliner Westhafen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Geheimrat **Buhle**, Professor in Dresden.

(Schluß aus Heft 4.)

F. Abgabe losen Getreides vom Boden in Schiffe.

Die abzugebende Ware wird dem betreffenden Lagerboden entnommen und gelangt durch die Rohranlage eines der unter der Decke angeordneten Umlagerungsbänder, von diesen zu einem der unteren Verteiler und alsdann auf ein Kurzbecherwerk, das es hebt und der im zweiten Stock aufgestellten Abgabewage zuführt. Nachdem durch diese Wage das Gewicht festgestellt ist, fließt das Korn auf das im ersten Stock des Maschinenraumes angeordnete Abgabeband. Für die weitere Beförderung des Gutes wird je nach Wunsch das Schiffsbecherwerk oder der Saugheber benutzt. Auf ihnen sind ebenfalls besondere Abgabebänder *u* (Taf. II, Abb. 1 u. 3) eingebaut, die in bequem dreh- und schwenkbare „Teleskop"-Fallrohre *t* abwerfen und das Getreide auf diese Weise den Schiffen zuführen. Es ist nur nötig, das Becherwerk oder den Luftheber derart vor das Maschinenhaus zu stellen, daß ein bequemer Abwurf vom Abgabeband des Maschinenraumes nach dem Abgabeband des betreffenden Fahrwerkes möglich ist.

Sollte es aus irgendwelchen Gründen nicht erwünscht sein, die Fahrwerke vor das Maschinenhaus zu fahren, so ist die Anlage auch noch derart eingerichtet worden, daß es möglich ist, an vier weiteren Stellen des Speichers eine Verladung von loser Ware in Schiffe vorzunehmen. In den Lagerräumen beiderseits des Maschinenhauses hat jeweils das dritte und siebente Fallrohrsystem im zweiten Stockwerk eine Rohrabzweigung erhalten, die es gestattet, an dieser Stelle eine Verbindung mit dem Abgabeband des davorstehenden Fahrwerkes herzustellen. Soll auf diese Art gearbeitet werden, so wird die abzugebende Ware zunächst den unteren Umlagerungsbändern zugeführt; sie gelangt dann über die unteren Verteiler und die Kurzbecherwerke auf die im ersten Stock aufgestellten selbsttätigen Wagen und fließt nochmals auf die unteren Verteiler und von hier aus in die Hochbecherwerke. Alsdann wird das Korn unter Benutzung des oberen Hauptverteilers und der oberen Bänder jeweils dem dritten oder siebenten Rohrsystem, das der Wasserseite am nächsten liegt, zugeführt. Im zweiten Stockwerk dieses Rohrstranges wird dann die Ware abgezweigt und auf die Abgabebänder der Fahrwerke übergeführt, um von diesen unter Benutzung der Teleskoprohre *t* in die Schiffe gebracht zu werden.

G. Bemerkenswerte Teile der Kornspeicheranlage.

a) Die Lutherschen Verteiler (D. R. P. 233 798), (Abb. 9), bestehen aus einer Anzahl von Schwenkrohren, die in eine Reihe quer dazu angeordneter Trichter arbeiten. Oben an den Schwenkrohren schließen die einzelnen Zulaufrohre an, während die Ablaufrohre an

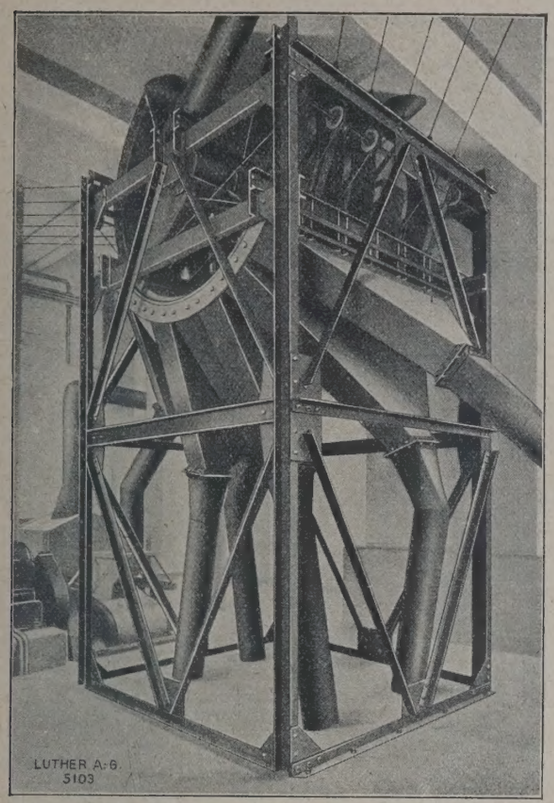


Abb. 9. Pendelrohrverteiler (D. R. P.).

die eben erwähnten Trichter angeschlossen sind. Die Einstellung der Schwenkrohre geschieht von einer Bedienungsbühne aus durch Kurbelzahnrad, Zahnstange und Seilzug, wobei jede einzelne Stellung der Schwenkrohre durch Riegel gesichert werden kann. An einer „Skala" ist zu ersehen, welche Verbindung jeweils in Wirksamkeit ist.

Der im Maschinenhaus aufgestellte obere Verteiler ist eingerichtet für sechs obere Anschlüsse und für sieben untere Abläufe, von denen jedoch einstweilen nur sechs benutzt werden, da einer für die spätere Einrichtung einer Gerstenputzerei vorgesehen ist. Mit diesem einen Verteiler können also $6 \times 7 = 42$ verschiedene Stellungen in der Kornverteilung ausgeführt werden. Die Einrichtung ist in der Bedienung sehr einfach und in der Anordnung recht übersichtlich.

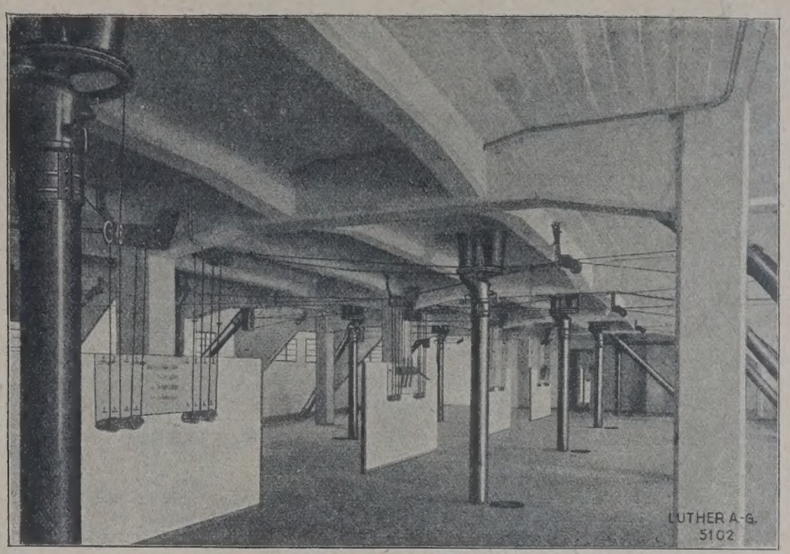


Abb. 10. Verteilungsrohre.

b) Fallrohranlage (Abb. 7 u. 10 u. Taf. I, Abb. 1 u. 3).

Für die Beschüttung der einzelnen Lagerstellen und deren Ablassen sind 20 Rohrsysteme mit Verteilern über sämtliche Kornlagerräume verteilt. Diese Vierwegeverteiler ermöglichen es, dem Getreide folgende vier Wege zu geben:

1. vom oberen Rohr zum darunter befindlichen Boden
2. „ „ „ „ „ „ Rohr
3. „ „ Boden „ „ „ Boden
4. „ „ „ „ „ „ Rohr

Die Vierwegeverteiler sind mit angegossenen Streukugeln ausgestattet, die bewirken, daß das Getreide beim Einlagern auf den Böden gut verteilt und kräftig gelüftet wird. Die Einstellung der Verteiler geschieht von den Seitengängen aus mittels Seilzugfernstellung; die jeweilige Stellung der einzelnen Verteiler ist in der Wand durch „Skala" ersichtlich. In der Decke über dem Erdgeschoß sitzen Sammelstutzen, die das Rohrsystem unten zusammenfassen und das Korn entweder auf die darunter befindlichen Bänder leiten oder auf die Absackwage führen.

c) Entstaubungsanlage.

Bei allen Getreideförderanlagen wurde früher die Belästigung durch den Staub, der sich namentlich an den Auflauf- und Abwurfstellen der Bänder und bei den selbsttätigen Wagen entwickelt, unangenehm empfunden. Durch den Einbau einer ausgedehnten Entlüftungs- und Filteranlage ist dieser Übelstand beseitigt worden. Die Stellen der Förderanlage, an denen eine Staubentwicklung eintritt, sind mit Saugdüsen an die Staubrohre angeschlossen. Für die Entstaubung der Maschinen dient ein „Exhaustor" von 1250 mm Flügeldurchmesser sowie ein reichlich bemessenes Staubsaugfilter. Der Exhaustor saugt die Staubluft von den erwähnten Stellen durch das Filter hindurch und gibt die dort vom Staub befreite Luft durch eine besondere Rohrleitung ins Freie ab.

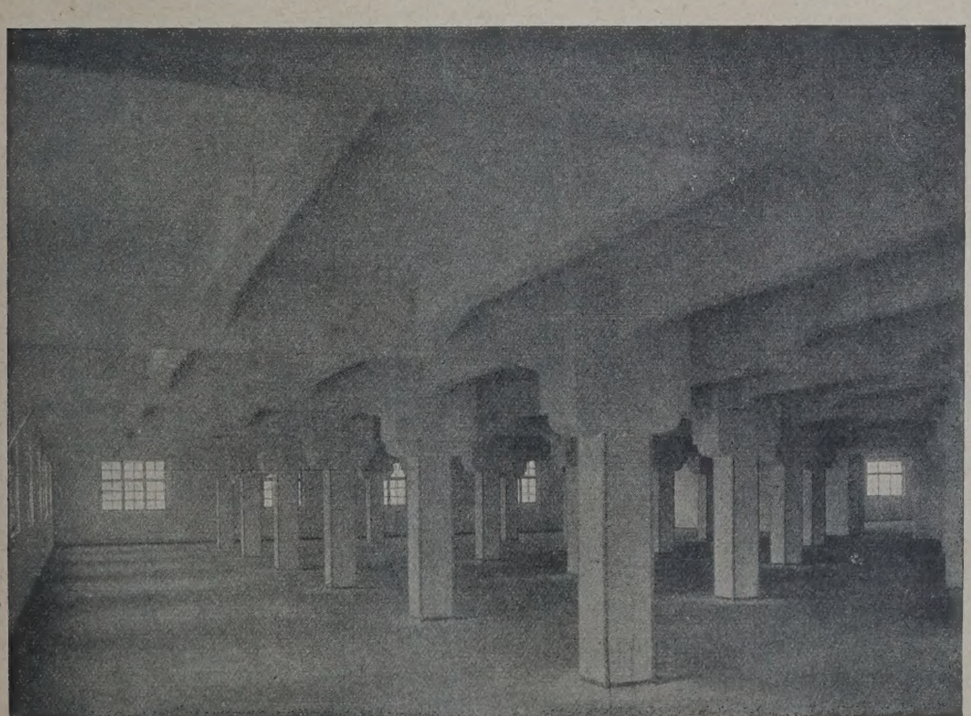


Abb. 11. Typischer Lagerraum im Zollspeicher.

II. Zoll- und Warenspeicher und Lagerhallen.

Der Zoll- und Warenspeicher (Abb. 11 u. 12), der zur Ermöglichung eines einfachen Zollabschlusses an der Spitze der von beiden Hafenbecken gebildeten Halbinsel liegt, hat bei einer Lagerfläche von 18 500 m² ein Fassungsvermögen von 25 000 t Gut.

Beiderseits des Nordbeckens sind ferner drei Lagerhallen (Abb. 13, vgl. auch Abb. 4) erbaut. Sie enthalten bei je rd. 123 m Länge und 23 m Breite (also etwa 2850 m² überbauter Fläche) je drei Geschosse: ein Erdgeschoß in Höhe des

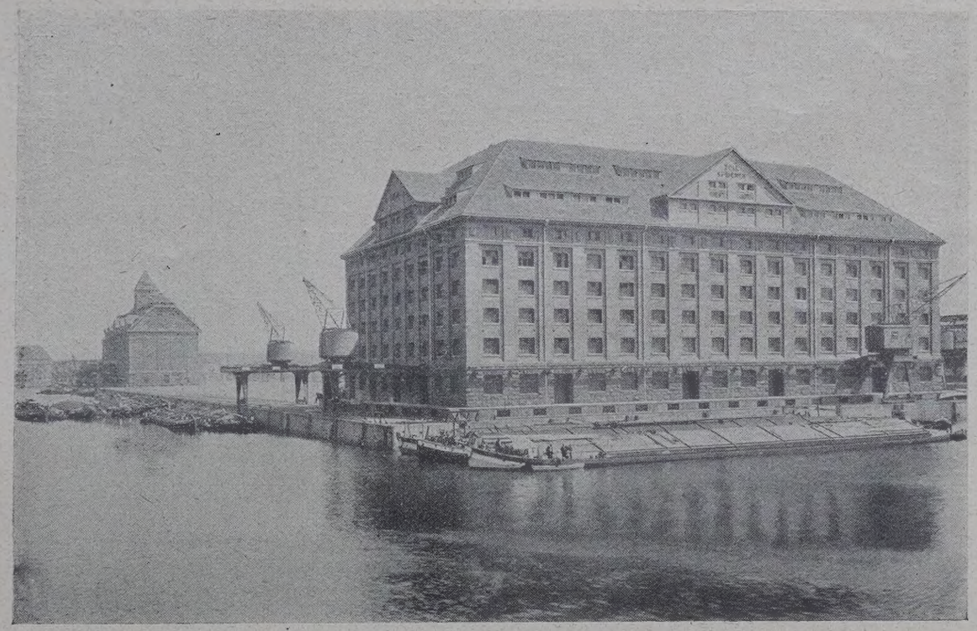


Abb. 12. Zollspeicher (Gesamtfassungsvermögen 25 000 t).

Abb. 13. Lagerhallen (Fassungsvermögen 16 000 t für jede Halle).

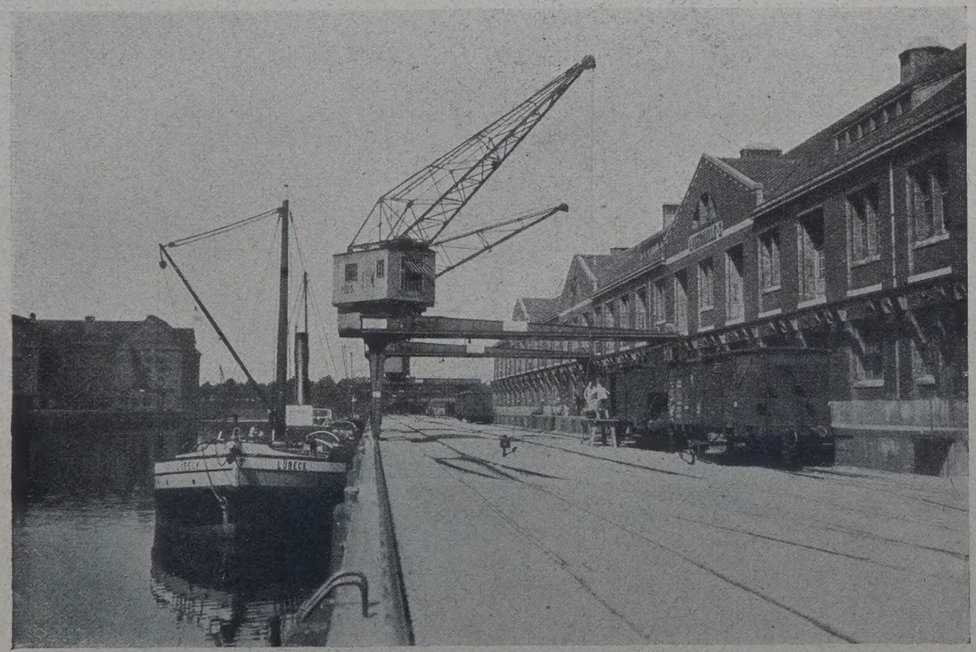


Abb. 14. Flohrscher Halbtorkran (2,5 t Tragfähigkeit).

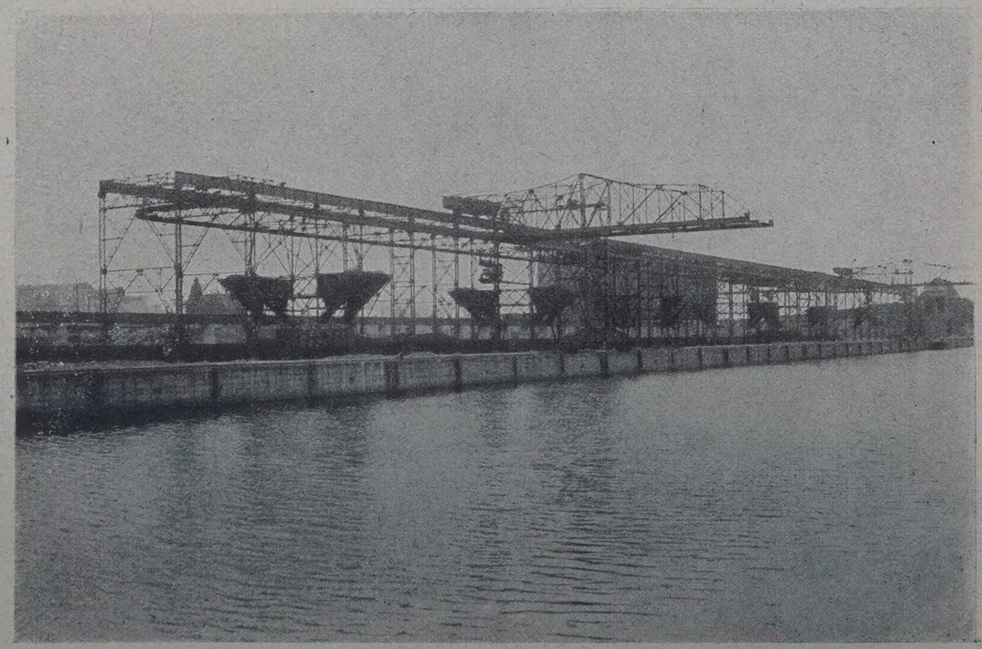


Abb. 15. Kohlenumschlaganlage von A. Bleichert & Co., Leipzig.

Rampenbodens zur Aufnahme der zunächst rasch auszuladenden und zu sortierenden Güter, ein Keller- und ein Obergeschoß für ihre mehr oder weniger lange Lagerung. Alle drei Geschosse können wasserseitig durch die hier drei Gleise überspannenden und deshalb trotz großer Ausladung durchschlagenden Krane (Abb. 14) bedient werden, das Obergeschoß durch eine obere Kranplattform, das Erdgeschoß über die wasserseitige Rampe, das Kellergeschoß durch Klappen in der Rampendecke. Die Rampen der Land- und Giebelseiten sind 1,5 m breit, die wasserseitigen zum bequemen Absetzen der Kranlasten 2,5 m breit ausgeführt. Die zulässige Belastung aller Geschosse beträgt 2 t/m², die der Rampendecke 1 t/m². Das Fassungsvermögen beträgt bei rd. 2400 bis 2600 m² nutzbarer Lagerfläche der einzelnen Geschosse rd. 16000 t für jede Halle.

III. Förder- und Lageranlagen für Kohlen (Abb. 15 bis 21).

Der am Südkai des Südbeckens gelegene, annähernd dreieckige Geländeteil wurde für den Umschlag von Kohle ausgebaut; er faßt bei 20000 m² Nutzfläche und 7 m Schütthöhe rd. 100000 t Kohle. Der Umschlag zwischen Schiff, Eisenbahnwagen, Straßenfuhrwerk und Lagerplatz findet mittels einer Bleichertschen Elektrohängebahn mit Führerstandlaufkatzen und Greifern an einer Gruppe von festen und fahrbaren Brücken statt. Von zwei fahrbaren Schiffsentladern A und A_1 (Abb. 15, 19 u. 20) aus entnehmen vier Führerstandlaufkatzen mit Selbstgreifern (Abb. 18, 20 u. 21) die Kohle den Schiffen und fördern sie entweder in die Bunker für die Fuhrwerkbeladung (Abb. 15 bis 17 u. 21), in die Eisenbahnwagen oder auf den Lagerplatz (Abb. 18), der zunächst durch eine fahrbare Brücke C (Abb. 16 u. 19 bis 21) von 41 m Stützweite und 22 m Ausladung bestrichen wird. Die vier Führerstandlaufkatzen von je 1400 kg Fassungsvermögen können 80 bis 160 t/Std. fördern (je nach der Entfernung). Von vornherein hat man eine Vergrößerung der Anlage sowohl bezüglich der Leistung als auch hinsichtlich der Stapelplatzgröße vorgesehen. Außer der jetzt vorhandenen Brücke C werden später zwei weitere von je 41 m bezw. 48 m Spannweite (D und E) aufgestellt werden, die alsdann den Lagerplatz vollständig beherrschen. Die Leistungsfähigkeit ist durch Einstellen weiterer Wagen leicht erreichbar, da ihr Gewicht der

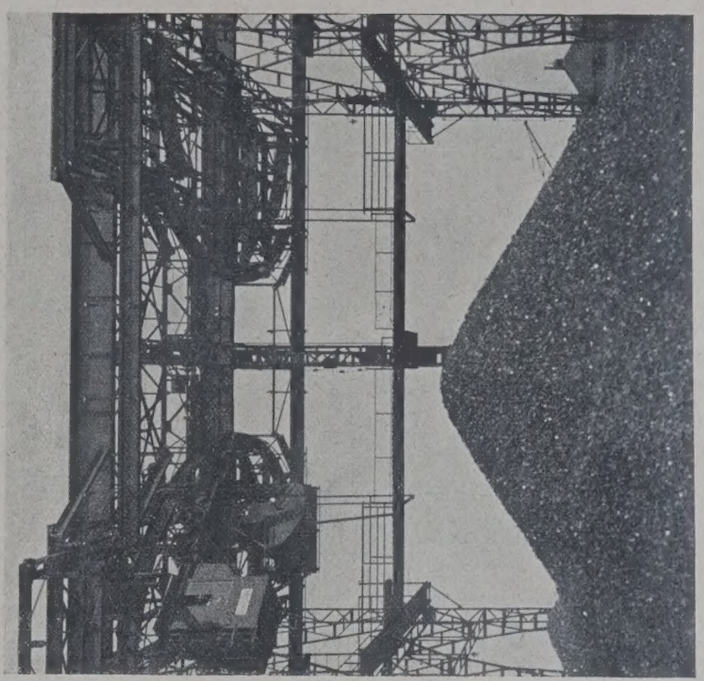


Abb. 18. Katze und Gleis-Schleifen.

Berechnung des von Druckenmüller, Berlin, gelieferten Eisenbaues zugrunde gelegt worden ist. Die Gleise links des Lagerplatzes sind Abstellgleise für die Elektrohängebahnwagen, auf denen sie geprüft, geschmiert und ausgebessert werden können. Der erste Ausbau der Anlage umfaßt rd. 1000 m Schienenstrecke; die zur Verwendung gekommenen Weichen (Abb. 18 u. 19) sind dem Bleichert-Werk ge-

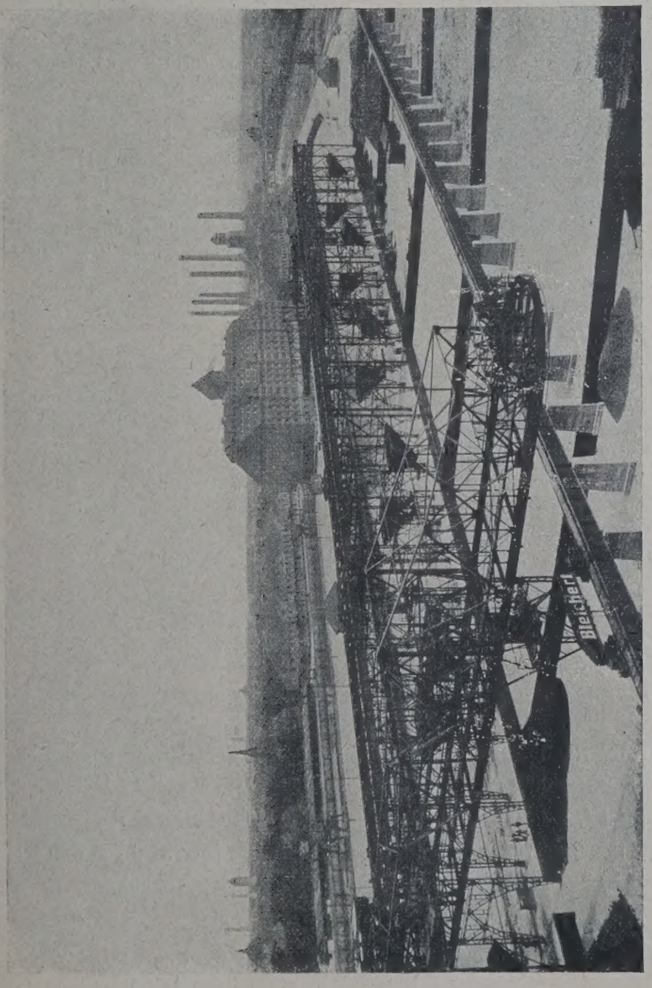


Abb. 16. Kohlenlagerplatz (20000 m² Grundfläche, Fassungsvermögen 100000 t bei 7 m Schütthöhe).

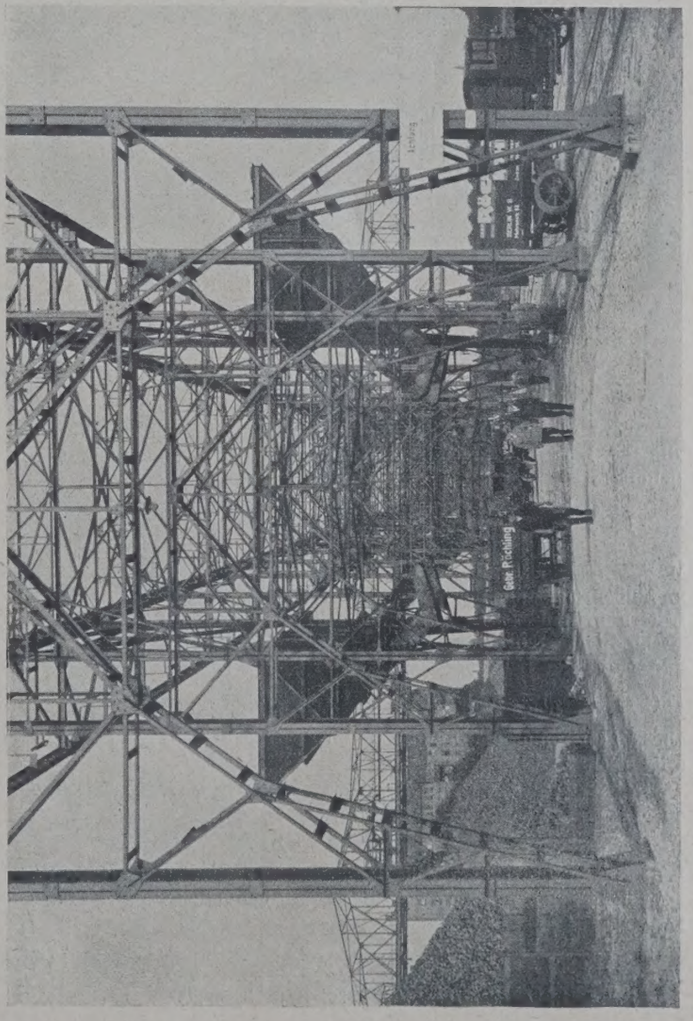


Abb. 17. Kohlenbrücke mit Rumpfen und Schurren (Druckenmüller, Berlin).

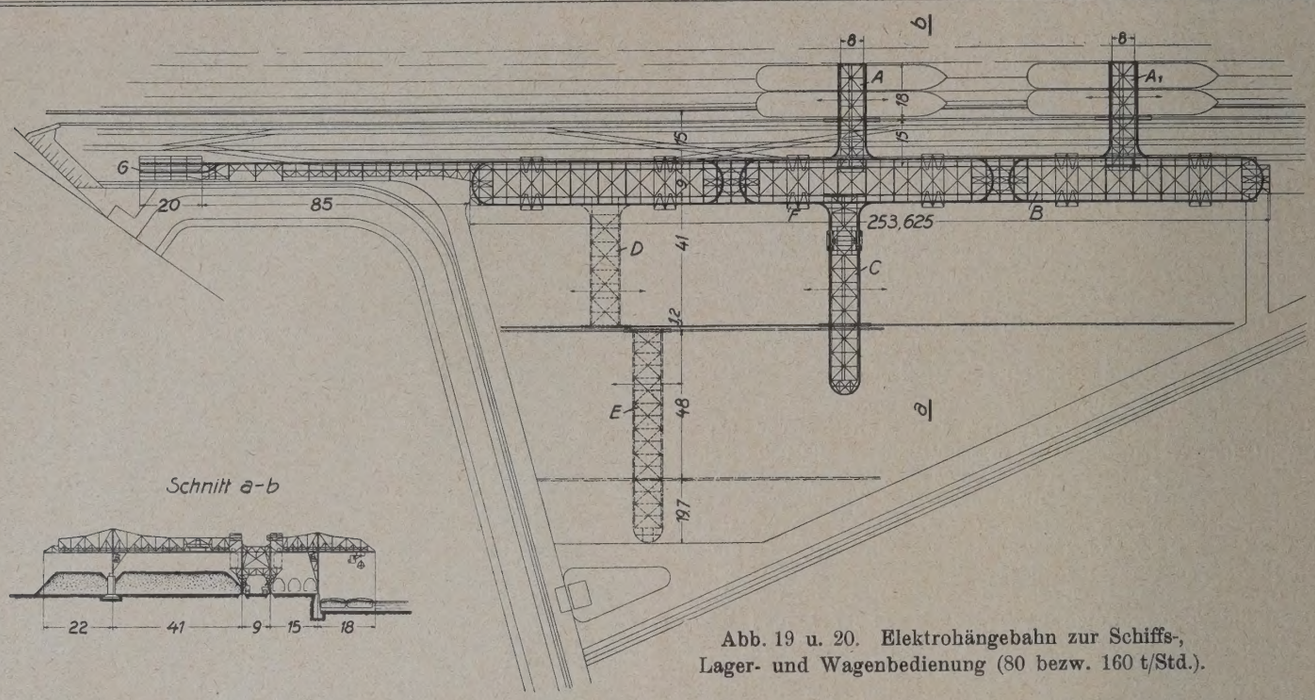


Abb. 19 u. 20. Elektrohängebahn zur Schiffs-, Lager- und Wagenbedienung (80 bezw. 160 t/Std.).

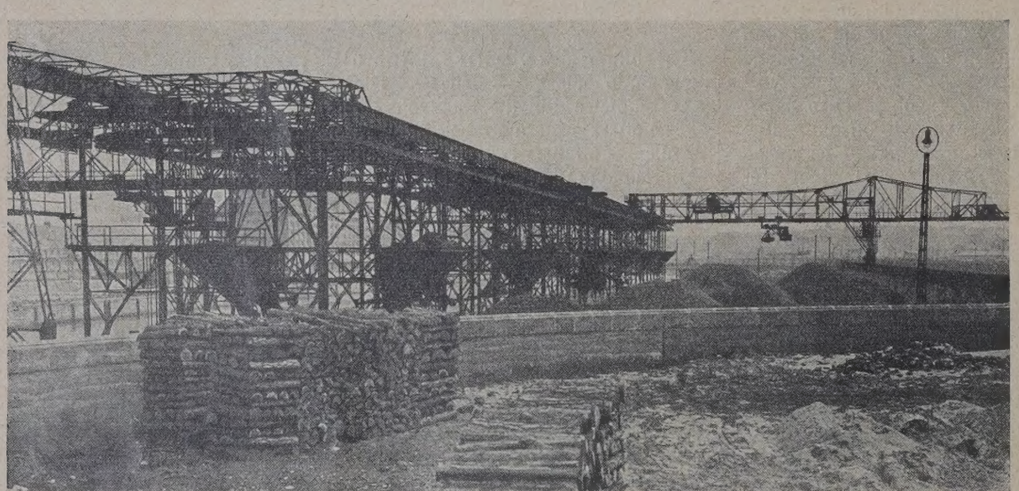


Abb. 21. Kohlenlagerplatz.

schützte Sicherheitschleppweichen, die ein Entgleisen ausschließen.

IV. Schlußbemerkungen.

Mit der Fertigstellung des Westhafens ist der früher aufgestellte Bauplan der Stadt Berlin für die Schaffung zeitgemäßer Hafenanlagen vorläufig zum Abschluß gelangt.

Für die Unterlagen möchte ich nicht unterlassen, an dieser Stelle Herrn Stadtbaurat Hahn und Herrn Magistrats-Oberbaurat Eckold sowie Herrn Major Fischer von der „Behala“ (Berliner Hafen- und Lagerhaus A.-G. [Generaldirektion der Berliner Häfen]), ferner der G. Luther A.-G. in Braunschweig und der bekannten Leipziger Firma A. Bleichert & Co. meinen verbindlichen Dank auszusprechen.

Alle Rechte vorbehalten.

Nietberechnungen mit Hilfe von nomographischen Tafeln.

Von Dr.-Ing. **Kommerell**, Oberregierungsbaurat im Eisenbahn-Zentralamt.

Werden (Abb. 1) drei in gleichem Abstande a geführte Parallelen (die sog. Leitern) von einer Geraden geschnitten, so besteht die Beziehung:

$$(1) \qquad w = \frac{u+v}{2}.$$

Macht man die Teilung der Leiter W im halben Maßstabe der Teilungen der Leitern U und V, so schneidet die Verbindungsgerade der Teilpunkte U und V auf der Leiter W den Wert

$$(2) \qquad w = u + v$$

ab. Macht man die Teilungen logarithmisch, so ist

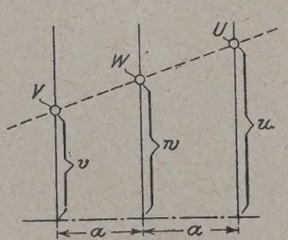


Abb. 1.

$$\lg w = \lg u + \lg v$$

oder

$$(3) \qquad w = u \cdot v.^{1})$$

Ist η die erforderliche Zahl der Niete, um einen Querschnitt F anzuschließen, so kann bei der zulässigen Spannung σ_{zul} der Stab eine Kraft

$$P = F \cdot \sigma_{zul}$$

übertragen. Die zulässige Scherspannung ist nach den „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken“[2]) das 0,8fache von σ_{zul}.

Bei einschnittigen Nieten muß sein

$$P = F \cdot \sigma_{zul} = \eta \cdot 0{,}8\, \sigma_{zul} \cdot \pi \frac{d^2}{4}$$

oder

$$(4) \qquad F = \eta \cdot 0{,}8\, \pi \frac{d^2}{4} = (\text{reduzierte Scherfläche}).$$

Bei zweischnittigen Nieten ist

$$(5) \qquad F = \eta \cdot 2 \cdot 0{,}8\, \pi \frac{d^2}{4}.$$

Die für den Lochleibungsdruck maßgebende Fläche ist

$$(6) \qquad F = \eta \cdot 2{,}5\, d \cdot t,$$

wo d der Nietdurchmesser in cm, t die Bohrungstiefe in cm ist.

Bei Zugstäben ist $P = F_n \cdot \sigma_{zul}$ (wo F_n der nutzbare Querschnitt ist). Bei Druckstäben ist $P = \frac{F}{\omega} \cdot \sigma_{zul}$ (wo F der unverschwächte Querschnitt, ω die Knickzahl ist). In den Formeln (5) und (6) ist also für F der Wert F_n bezw. $\frac{F}{\omega}$ einzusetzen, je nachdem, ob es sich um einen Zug- oder einen Druckstab handelt.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 23, S. 209.

[2]) Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1925.

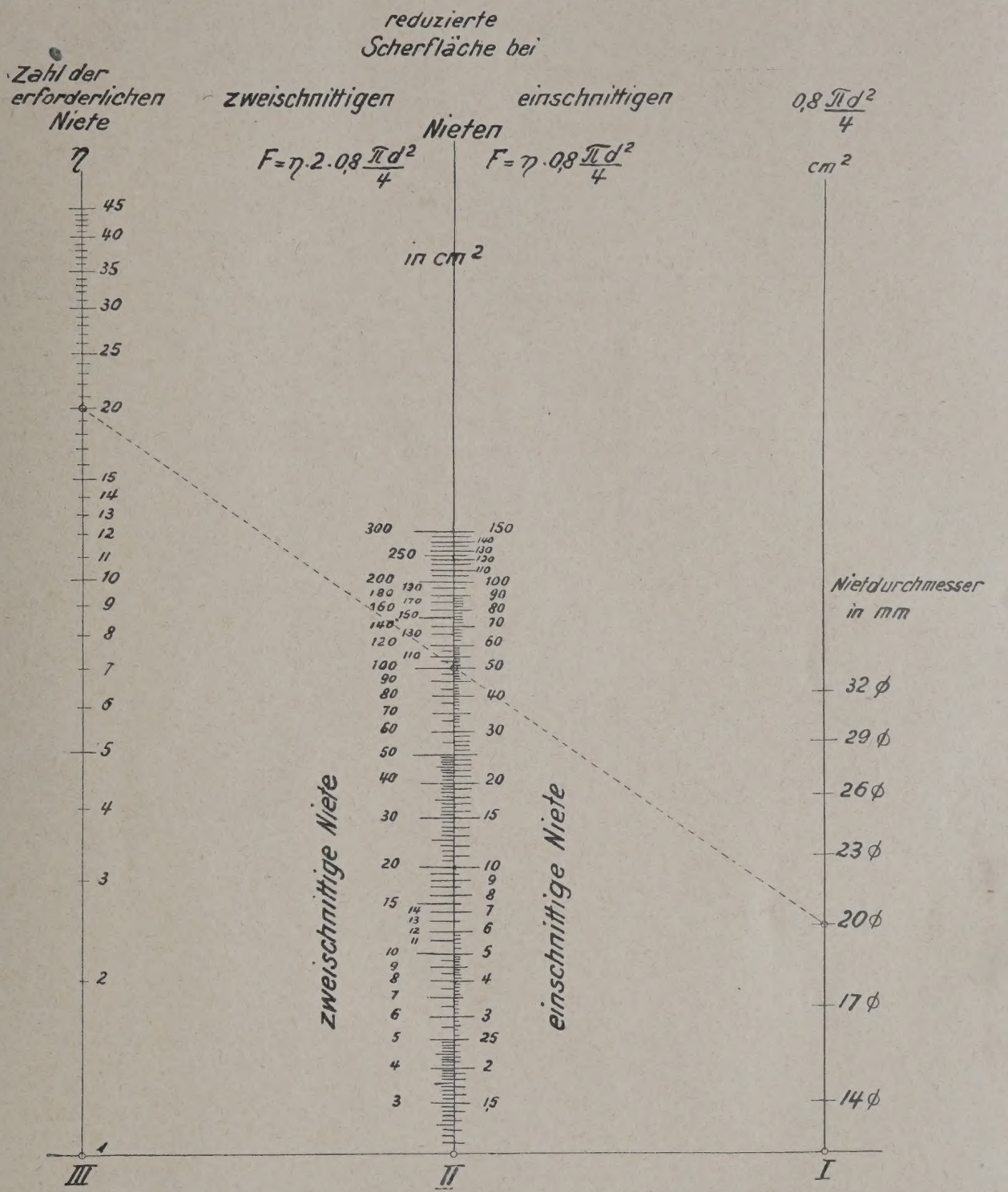


Abb. 2. Berechnung der Niete auf Abscheren.

I. Niete, die auf Abscheren zu berechnen sind (Abb. 2).

Werden auf der Leiter I in logarithmischer Teilung für die in Betracht kommenden Nietdurchmesser (14; 17; 20; 23; 26; 29; 32) die Werte $\frac{0{,}8\,\pi\,d^2}{4}$,

auf der Leiter II in halbem Maßstabe die Querschnitte rechts bis 150 cm^2 für einschnittige, links bis 300 cm^2 für zweischnittige Niete,

auf der Leiter III die Zahl der Niete aufgetragen, so liefert jede Verbindungsgerade zwischen den drei Leitern zusammengehörende Werte.

Soll z. B. bei einem Nietdurchmesser von 20 mm eine Fläche $F = 50$ cm^2 angeschlossen werden, so läßt sich durch Verbindung des Punktes 20 bei Leiter I mit 50 bei Leiter II die erforderliche Nietzahl (20) unmittelbar auf der Leiter III ablesen.

Bei zweischnittigen Nieten können, wie aus Abb. 2 hervorgeht, $F = 100$ cm^2 mit 20 Nieten von 20 mm Durchm. angeschlossen werden.

II. Niete, die auf Lochleibungsdruck zu berechnen sind (Abb. 3).

Auf der Leiter I wurden für die in Betracht kommenden Nietdurchmesser die Werte $2{,}5\,d$,

auf der Leiter II die Bohrungstiefen t (beide in doppeltem Maßstabe) aufgetragen, die Verbindungslinie entsprechender Punkte schneidet auf der Hilfsleiter III den Wert $2{,}5\,d\cdot t$ ab. Z. B. $d = 2{,}0$; $t = 1{,}0$ liefert $2{,}5\,d\cdot t = 5$ cm^2. Verbindet man diesen Punkt mit dem in Betracht kommenden Punkte der Leiter IV (z. B. $F = 70$ cm^2), so schneidet die Verbindungslinie auf der Leiter V die erforderliche Nietzahl η ab (z. B. 14), denn es ist

$$F = 70 = 14\cdot 5 = \eta\cdot 2{,}5\,d\cdot t.$$

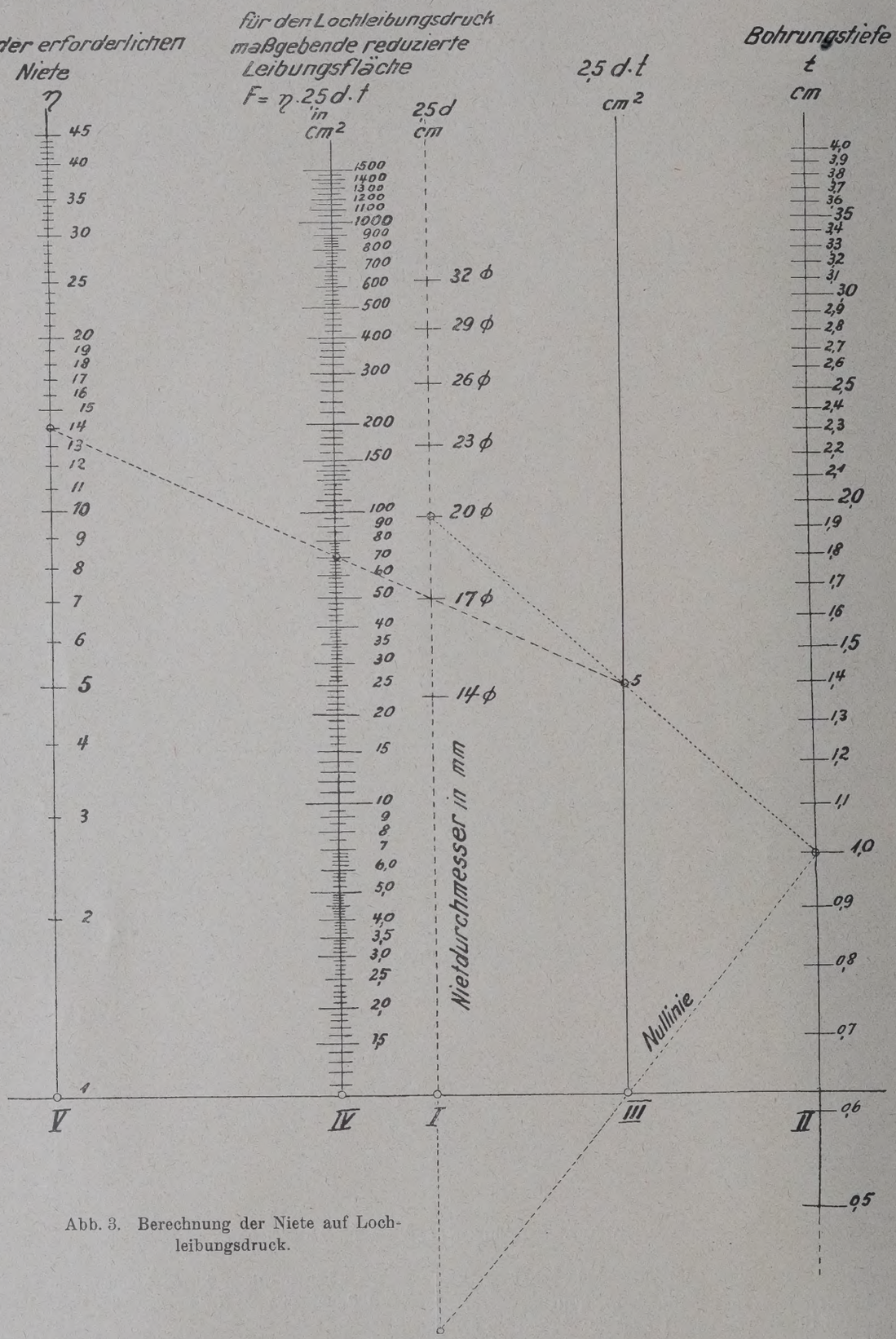


Abb. 3. Berechnung der Niete auf Lochleibungsdruck.

Herleitung hydraulischer Gesetze aus den Eigenschaften loser Haufwerke.

Alle Rechte vorbehalten. Von Dr.-Ing. **Joachim Schultze**, Privatdozent an der Technischen Hochschule zu Berlin.

Wie nachstehend an einigen Beispielen gezeigt wird, gewinnt die Erklärung vieler hydraulischer Erscheinungen an Einfachheit und Übersichtlichkeit, wenn man das Wasser als loses Haufwerk seiner unendlich kleinen Moleküle ansieht, dessen Reibungszahl zwar einen sehr kleinen, aber doch von Null grundsätzlich verschiedenen Wert hat.

Hat ein allseitig sich gleichmäßig erstreckendes Haufwerk vom Reibungswert ϱ die Oberflächen-Neigung β, so sind bekanntlich die Lotrechte und die Oberflächen-Richtung einander zugeordnet. Über die Richtung der übrigen einander zugeordneten Flächen und über die Größe der Spannungen gibt der Spannungskreis Auskunft, der mit beliebigem Halbmesser r zu zeichnen ist, und um dessen Mittelpunkt ein Innenkreis vom Halbmesser $r \cdot \sin \varrho$ zu beschreiben ist; zu einem beliebigen Punkte A des Außenkreises und einem bestimmten Spannungszustande gehört ein bestimmter, auf oder innerhalb des

Innenkreises liegender Strahlungspunkt S; die durch Punkt S gehenden Strahlen bestimmen die einander zugeordneten Flächen bezw. Spannungsrichtungen, denn die von den Schnittpunkten B und C eines Strahles und des Außenkreises zum Punkt A gezogenen Geraden geben je zwei einander zugeordnete Richtungen an.

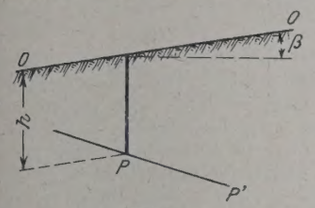


Abb. 1a.

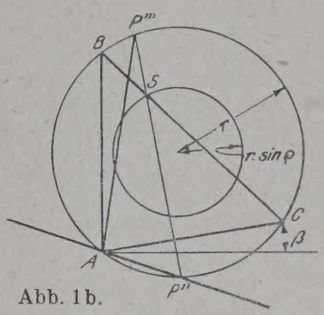


Abb. 1b.

Bestimmung einander zugeordneter Flächen im Erdreich mit Hilfe des Spannungskreises.

Legen wir in unserem Beispiel den Fall tätigen Erddrucks zugrunde, so ist in Abb. 1b der Strahlungspunkt S für den Zustand tätigen Drucks durch den oberen Schnitt des Innenkreises vom Halbmesser $r \cdot \sin\varrho$ mit der Geraden BC gegeben, wenn AB lotrecht und $AC \parallel OO$ ist.

Ist h die lotrechte Tiefe eines Punktes P unter der Oberfläche, so findet man Richtung und Größe der gegen eine beliebige Fläche PP' wirkenden Spannung dadurch, daß man im Spannungskreis $AP'' \parallel PP'$ zieht, und ferner die Geraden $P''SP'''$ und AP''' zieht; dann ist $P'''A$ die Richtung der gegen Flächenrichtung AP'' wirkenden Spannung p, deren Größe durch die Gleichung bestimmt ist: $p = \gamma \cdot h \cdot \frac{SP''}{SC}$.

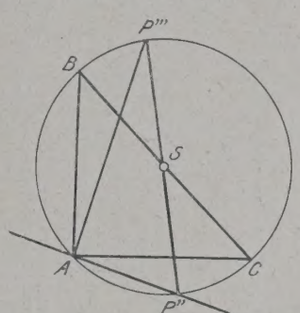


Abb. 2. Spannungskreis bei verschwindend kleinem natürlichen Böschungswinkel.

Ist der Reibungswinkel des Hauf-werkes sehr gering, strebt er also dem Werte Null zu, so ist die Oberfläche der Ruhelage, deren Größtneigung ja durch den natürlichen Böschungswinkel bedingt ist, wagerecht, der Innenkreis wird zu einem punktartigen, mit dem Mittelpunkte des Spannungskreises fast zusammenfallenden Kreise, so daß auch der Strahlungspunkt S nahezu mit diesem Mittelpunkte zusammenfällt; es ist also stets Richtung AP''' der gegen die beliebige Ebene AP'' wirkenden Spannung p winkelrecht gegen AP'', da $P''P'''$ zum Durchmesser des Spannungskreises wurde; die Größe der Spannung ist $p = \gamma \cdot h \cdot \frac{SP''}{SC} = \gamma \cdot h$, also nur von der Tiefe, aber nicht mehr von der Neigung der Ebene AP'' abhängig; es ist das ein Beweis des bekannten hydrostatischen Lehrsatzes.

Haben wir Wasser in einer sehr engen Röhre vom gleichbleibenden, sehr kleinen Halbmesser r, und üben wir auf den Endquerschnitt die Pressung p_0 aus, so nimmt die Druckspannung des Wassers mit wachsender Entfernung vom gepreßten Röhrchenende infolge der Wandreibung ab; ist nämlich p die Spannung des Wassers an beliebiger Stelle, so ist für die Flächeneinheit der Rohrwandung die der Druckrichtung entgegengesetzte Wandreibung $p \cdot \operatorname{tg}\varrho = p \cdot \mu$; auf die Längeneinheit der Röhre vermindert sich daher die Druckkraft $p r^2 \pi$ um den Betrag $2 r \pi p \mu$, so daß die Gleichung angeschrieben werden kann: $d(p r^2 \pi) = -p \mu 2 r \pi \, ds$ oder $\frac{dp}{p} = -\frac{2\mu}{r} \cdot ds$, wenn ds eine unendlich kurze Rohrstrecke bedeutet; durch Integration erhält man

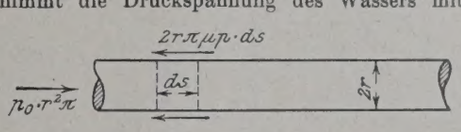


Abb. 3. Spannungsabfall ruhenden Wassers in engem Röhrchen.

$$\ln \frac{p}{p_0} = -\frac{2\mu}{r} \cdot s \quad \text{oder} \quad p = p_0 \cdot e^{-\frac{2\mu}{r} \cdot s}.$$

Daß der Röhrenhalbmesser außerordentlich gering sein muß, wenn es zu einem merklichen Druckabfall kommen soll, läßt sich leicht aus obiger Gleichung ablesen, denn die Reibungsziffer stellt eine außerordentlich geringe Größe dar; daß aber unter bestimmten Verhältnissen doch ein endlicher Spannungsabfall stattfindet, zeigen Versuch und Praxis.

Hier sei der in „Metall und Maschine“ (vom 15. Mai 1921) veröffentlichte Versuch erwähnt, Quecksilber durch eine 8 cm starke Stahlplatte hindurch zu treiben; unter gewöhnlichen Verhältnissen ist Stahl für Quecksilber undurchlässig; wird aber die auf einer Stahlplatte aufruhende Quecksilbersäule unter sehr hohen Druck gesetzt (300 kg/cm²), so wird das Quecksilber durch die unversehrte Stahlplatte hindurchgepreßt, so daß es wie ein feiner Sprühregen aus der Platte heraustritt, die Poren des Stahls besitzen eben eine solche Feinheit, daß in ihnen ein sehr großer Spannungsabfall stattfindet, der erst durch sehr hohen Druck überwunden wird.

Eine ähnliche Erscheinung zeigt sich bei der Wasserdurchlässigkeit bezw. Wasserdichte des Betons, die nicht allein von der Porenfeinheit, sondern auch von der Querschnittsdicke und dem Wasserdruck abhängt; d. h. daß auch ein gröberer Beton noch wasserdicht ist, wenn er eine genügende Wandstärke besitzt, während ein feiner Beton, der dem gleichen Druck gegenüber dicht sein soll, einer geringeren Wandstärke bedarf; dies ist nur so zu erklären, daß auf der Wasserseite der Betonwand die Betonporen mit Wasser von dem hier herrschenden Druck erfüllt sind, während der Spannungsabfall dafür sorgt, daß nach dem Innern zu die Wasserspannung auf rein statischem Wege abnimmt, ohne daß eine Wasserbewegung stattfindet. So kommt es, daß starkwandige Dockbauten (abgesehen von den Rißstellen) gegen 1 bis 2 kg/cm² Überdruck auch ohne besondere Maßnahmen dicht zu bekommen sind, während man dünne Betonwände gegen Wasser von derartigem Überdruck auch durch Eisenbewehrung oder Verwendung besonders dichten Mörtels kaum oder gar nicht dicht bekommen kann.

Hier seien auch die wertvollen Versuche von Terzághi (Zeitschrift f. angew. Mathem. 1924) erwähnt, die die Erforschung der Durchlässigkeit feiner Sande und Tone bezweckten. Terzághi fand, daß die Durchlässigkeit feinblättriger Tone besonders bei eingetretener Quellung geringer ist, als es der Porenfeinheit entspräche; er erklärt das mit einer Zunahme der Viskosität des Wassers. M. E. spricht der Umstand mit, daß hier die Poren so fein sind, daß der Wert $\frac{\mu}{r}$ einen endlichen Wert hat.

Obige Ausführungen seien auch benutzt, um zu der umstrittenen Auftriebfrage Stellung zu nehmen. Bekanntlich stand man früher allgemein auf dem Standpunkte, daß bei sattem Aufsetzen eines grundwasserumspülten Grundbaues auf die Bodenfläche stets eine merkliche Minderung des Auftriebs eintritt; diese Frage ist in vielen Fällen von außerordentlicher Bedeutung, so daß es wohl verlohnt, das Für und Wider zu erörtern:

Besteht der Grund aus undurchlässigem Boden (Ton, massiver Fels) und kann der Sohlenbeton in guter Mischung sauber und satt auf diese Sohlenfläche aufgebracht werden, so ist zweifellos eine merkliche Minderung oder gar volle Aufhebung des Auftriebs zu erwarten; besteht aber der Boden aus Sand von noch so feiner Beschaffenheit, oder sind in den an sich undurchlässigen Untergrund durchlässige Sandadern eingebettet, so kann m. E. irgend eine Minderung des Auftriebs nicht erwartet werden; die Spannung ruhenden Wassers kann vom Ausgangspunkte des Drucks her nur dann abnehmen, wenn die Poren so fein sind, daß der Wert $\frac{\mu}{r}$ einem endlichen Wert zustrebt; das ist aber erst bei der Porenfeinheit des Tones, aber nicht irgendwelchen noch so feinen Sandes der Fall, bei dem wohl fließendes, nicht aber ruhendes Grundwasser einen Druckabfall erleidet. Wenn darauf verwiesen wird, daß ja an all den Einzelstellen, an denen die Sandkörner sich untereinander oder mit der Bauwerksohle berühren, der Auftrieb ausfällt, so ist dem folgendes entgegenzuhalten: Setzt man diese Berührungsflächen der obersten Sandschicht zunächst von der Auftriebfläche ab, denkt sie sich aber im Grundriß der Lage nach bezeichnet, geht man ferner zu einer tieferliegenden Kornschicht hinab, so wird man finden, daß hier die Auftriebflächen und die auftrieblosen Berührungsflächen dem Grundriß nach durchaus nicht mit den entsprechenden Flächen der obersten Schicht zusammenfallen; was also in der obersten Schicht an Auftriebfläche ausfällt, wird schon bei wenigen mm Schichthöhe der wasserdurchsetzten Ader in irgend einer der tieferliegenden Ebenen voll ersetzt.

Wenn sich die Ansicht der Auftriebminderung in der Praxis so hartnäckig behauptet hat, so liegt das wohl an der Schwierigkeit, einen praktischen Gegenbeweis zu erbringen; denn eine gewisse Sicherheit lag ja meist darin, daß man die an den Seitenwänden abwärts gerichtete Reibung des Erdreichs mit einem sehr kleinen Betrage ansetzte oder ganz als Sicherheit betrachtete. Verwendet man aber als Grundwasserabdichtung eine elastische Asphaltbaut, die an den Wänden hochgezogen wird, so hat man durch Einlegen dieser reibungslosen Schicht die Probe aufs Exempel ermöglicht; und diese Probe spricht gegen die Auftriebminderung. Dem Verfasser sind mehrere Fälle bekannt, in denen derart abgedichtete Bauwerke von recht bedeutenden Abmessungen, bei denen das Eigengewicht so knapp bemessen wurde, daß rechnerisch der Auftriebausgleich nur unter der Annahme einer Auftriebminderung erreicht wurde, vom Wasserdruck emporgehoben wurden.

Gehen wir zum bewegten Wasser über, so müssen wir bei jeder Zustandsänderung die Bildung von Gleitflächen annehmen. Diese Gleitflächen sind selbstredend für das Auge nicht sichtbar, ist doch sogar im körnigen Erdreich die Gleitflächenbildung nur mit Hilfe besonderer Mittel kenntlich zu machen.

Ein besonders einfacher Fall einer stetigen Zustandsänderung ist der der strahlenförmigen Wasserbewegung zu einer Senke hin. Auf einem mit beliebigem Halbmesser um den Mittelpunkt der Senke gedachten Ring herrscht Vollsymmetrie sowohl bezüglich der Bewegung wie der Spannung; an der Innenseite des Ringes ist entsprechend der Verengung der Durchflußfläche die Geschwindigkeit größer, also die Spannung geringer als an der Außenseite. In Ringrichtung dagegen ist die Spannung in dem Ring überall gleich groß. Wir erhalten also für ein unendlich kleines Ringteilchen nebenstehendes Spannungsbild (Abb. 4). Die Größtspannung liegt in Ringrichtung, die Kleinstspannung in Strahlrichtung zur Senke hin; die sich bildenden Gleitlinien laufen also überall unter 45 ° gegen die Strahl- bezw. Ringrichtung. Werden beide Gleitflächenrichtungen vom Wasser ganz gleichmäßig benutzt, so wandert jedes Teilchen geradlinig zur Senke hin, doch gerät es bei Zurücklegung einer jeden kleinsten Wegstrecke wieder in verstärkten Ringdruck, da nach jedem Wegteilchen der zu durchfließende Ring schon wieder enger wurde.

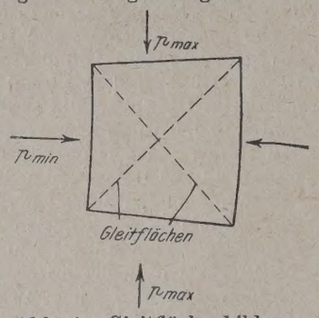


Abb. 4. Gleitflächenbildung infolge Verengung des Wasserfadens.

Dieser stauend wirkende Ringdruck wird aber geringer, wenn eine der beiden Gleitflächenscharen bevorzugt wird, denn dann findet gleichzeitig eine geringe Drehung der einzelnen Teilchen statt, die gleichbedeutend mit einer Verringerung des Staudrucks ist. Daß bei einseitiger Bevorzugung einer der beiden Gleitflächenscharen eine Drehung stattfindet, erkennt man, sowie man eine dieser Scharen zeichnerisch aufträgt. Diese Gleitlinien verlaufen, da sie die Strahlrichtung überall unter 45 ° schneiden, spiralig vom Senkepunkt ausgehend (Abbildung 5). Auf diese Weise muß die ganze Flüssigkeitsmasse in drehende Bewegung geraten; auf diese Bevorzugung einer der beiden Gleitflächen ist m. E. die Wirbelströmung in Wirbelstürmen, Fumarolen, also auch die Drehbewegung erkaltender und zum Mittelpunkt hin sich zusammenziehender Himmelskörper zurückzuführen. Die Bevorzugung einer der beiden Gleitlinienscharen wird bei Blechnietungen deutlich sichtbar, bei denen eine Überanstrengung des Bleches um die Nietstellen herum durch spiralig verlaufende Rißlinien erkennbar wird.

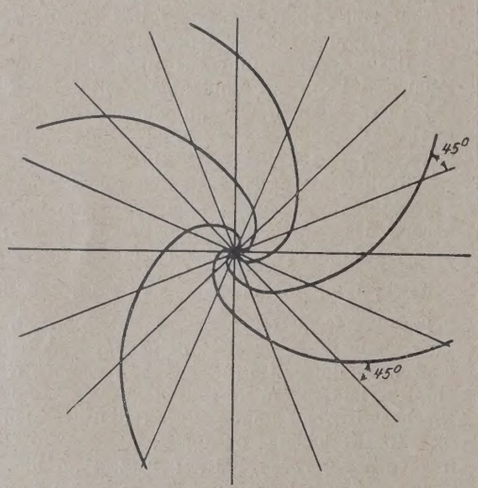


Abb. 5. Spiraliger Verlauf einer um eine Senke herum sich bildenden Gleitflächenschar.

Allgemein müssen wir uns jede Beschleunigung eines Teilchens innerhalb einer Flüssigkeit durch Gleitflächenbildung in der Weise entstanden denken, daß die Beschleunigung quer zur Achsrichtung der Größtspannung stattfindet, und daß die Gleitflächen unter 45° gegen die Achse der Größt- bezw. Kleinstspannung verlaufen.

Wird einem durch parallele Wände begrenzten Strom, der winkelrecht zur Bildebene sich unbegrenzt erstreckt, eine Platte symmetrisch zur Achse entgegengestellt (Abb. 6), so ist, wenn unterhalb der Platte der Strom ungehemmt abfließen kann, die Spannung unmittelbar neben und unterhalb der Platte = 1. Die Geschwindigkeit unterhalb ist größer als oberhalb, während die Spannung oberhalb größer ist als unterhalb. Würde der durch den Eckpunkt B durchgehende Stromfaden die Platte nur in diesem einen Punkt berühren, um dann innerhalb des Wassers der Mittelachse zuzustreben, etwa gemäß Linie $O\,B$, so wäre $O\,B\,B'$ ein ruhender Wasserkörper, der in B dieselbe Spannung p_0 besitzt, wie in O. In B würde dann auf unendlich kleiner Strecke ein endlicher Druckabfall stattfinden, was einer unendlich großen Beschleunigung entspräche, was offenbar unmöglich ist. Es zwingt dies zu dem Schluß, daß der innerste Stromfaden sich auf endliche Strecke an Platte $B\,B'$ anlehnen muß. Anderseits muß er sich im mittleren Plattenteil auf eine vielleicht sehr kleine, aber noch endliche Strecke von ihr abheben, da eine Stromgeschwindigkeit im Potentialstrom bekanntlich nirgends unendlich klein werden kann und daher bei einem plötzlichen Umbiegen hier um 90 ° ein unendlich großer Spannungsabfall quer zur Stromlinie einträte, was ebenfalls nicht möglich ist.

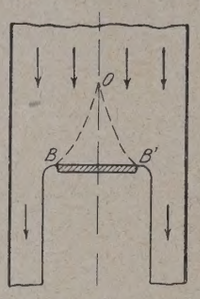


Abb. 6. Stauplatte in frei ausfließendem Wasser.

Der von beiden Mittel-Stromlinien durch ihr Abbiegen vor der Plattenmitte gebildete ruhende Wasserkeil muß vorn eine Spitze von 90 ° besitzen, denn unter diesem Winkel müssen sich stets die Gleitlinien eines Punktes schneiden (Abb. 7). Stromaufwärts von dieser Spitze laufen die die Stromfäden unter 90 ° kreuzenden Strom-Querlinien winkelrecht zur Symmetrieachse, auch laufen sie überall winkelrecht gegen die Wände $A\,A$. Vom Keil $O\,B$ aus laufen sie winkelrecht zum inneren Stromfaden. Die von den Querlinien $O\,C$, $O'\,C'$, $O''\,C''$ auf den Stromfäden abgeschnittenen Strecken sind daher auf Achse $O\,O$ größer, als die von denselben Querlinien auf $A\,A$ abgeschnittenen Strecken. Nach dem bekannten hydraulischen Gesetze bedeutet dies, daß oberhalb des Staues ein Wellental vorhanden ist; die Geschwindigkeit längs $O\,D$ muß eine endliche Größe haben, da sonst der dem Abschnitt $O\,D$ auf $A\,A$ entsprechende Abschnitt unendlich groß würde. Hieraus erklärt sich, daß der Staudruck nicht dem Wert $\frac{v_0^2}{2\,g}$ entsprechen kann, sondern geringer sein muß, zumal da der Druck auf Strecke $D\,B$ nach B hin bis auf den Betrag 1 abnimmt.

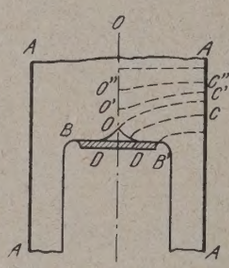


Abb. 7. Stromquerlinien oberhalb einer Stauplatte.

Das Anschmiegen der beiden innersten Stromfäden und ihr Abbiegen winkelrecht zur Hauptstromrichtung an die Plattenleibung erklärt die Kontraktion beim Ausfluß aus Wandöffnungen.

Ist der Abfluß unterhalb der Platte gehemmt, so daß unterhalb die gleiche Durchschnittsgeschwindigkeit in der Stromrichtung herrscht wie oberhalb, so trifft das neben der Platte mit gesteigerter Geschwindigkeit fließende Wasser auf Wasser von geringerer Geschwindigkeit, um hierdurch gestaut zu werden (Abb. 8). Unmittelbar neben den Leitwänden ist die Achse der Größtspannung parallel der Wand, die der Kleinstspannung winkelrecht zu ihr; es entsteht so eine von beiden Wänden nach innen zu gerichtete Seitenbewegung, die in der Mittelachse auf die entgegengesetzt entstehende Bewegung trifft, so daß in der Mittelachse infolge Zusammentreffens beider die Hauptachse der Größtspannung quer zu ihr liegt, während sie an der Rückseite der Hemmplatte um 180 ° gegenüber der Lage an den Leitwänden gedreht ist; da auch die Gleitlinien die entsprechende Drehung erleiden, so ergibt sich die bekannte Walzenbildung.

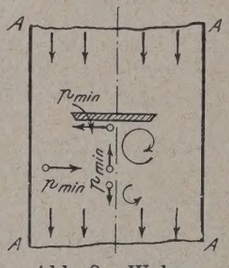


Abb. 8. Walzenbildung unterhalb einer Stauplatte bei gehemmtem Abfluß.

Auch die in entgegengesetztem Wirbelsinn unterhalb der Hauptwalzen sich bildenden und mit dem Strom abwärts ziehenden Wirbel erklären sich in gleicher Weise.

Durch Verfolgen der oben skizzierten Gedankengänge gelangt man auch zu zahlenmäßiger Erfassung der Wellenbildung, die vor, hinter und neben einer Hemmplatte eintreten muß, wobei der Fall symmetrisch schräg gestellter Platten besonders beachtenswerte Aufgaben stellt.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. Februar ausgegebene Heft 3 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Ad. Rading: Reise nach den Vereinigten Staaten. Architekten Karl Krayl u. Franz Hoffmann: Neubau der Zentral-Genossenschaft Halle a. d. S., Filiale Magdeburg. Architekt

Karl Krayl: Wohnhaus für einen Maler. Neue Gartenstädte. Regierungspräsident Krüger: Die Wohnungsprobleme Europas nach dem Kriege.

Aus dem Preußischen Haushaltsplan für 1925. Gemäß dem Münzgesetz vom August 1924 und dem Gesetz zur Durchführung des Sachverständigengutachtens vom Oktober 1924 ist der Haushaltsplan in Reichsmark aufgestellt. Nach Auflösung des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten sind dessen Einnahmen und Ausgaben teils auf das Reich, teils auf die Haushalte verschiedener Verwaltungen übergegangen. So gehört jetzt die Hochbauverwaltung zum Finanzministerium, die Wasserbauverwaltung zu den Ministerien für Handel und Gewerbe und für Landwirtschaft, Domänen und Forsten; die Kleinbahnangelegenheiten usw. sind auf das Ministerium für Handel und Gewerbe übergegangen. Einnahmen und Ausgaben balancieren mit 2 830 294 786 R.-M.[1])

Domänenverwaltung. Wege-, Brücken-, Schleusen-, Kanal-, Deich- und andere Ufer- und Wasserbauten 800 000.

Forstverwaltung. Unterhaltung und Neubau öffentlicher Wege 3 250 000.

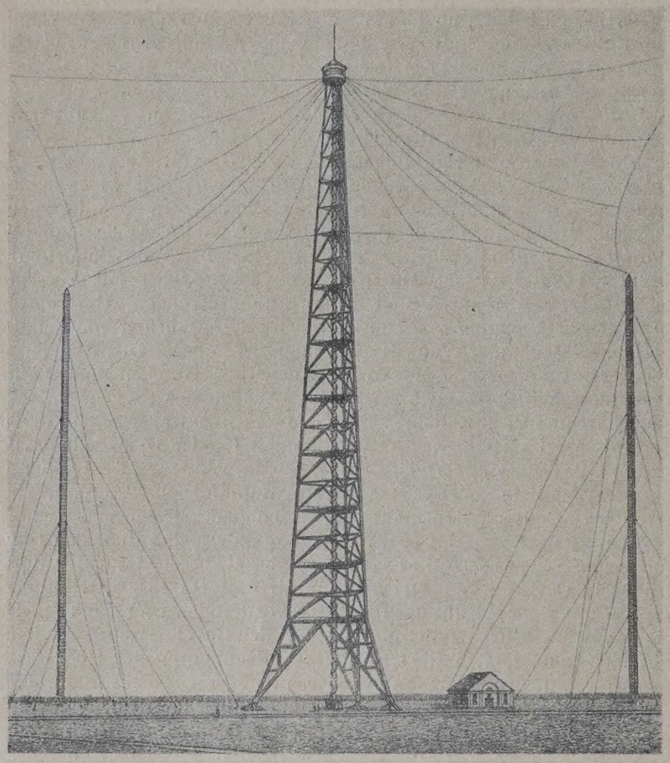
Handels- und Gewerbeverwaltung. Unterhaltung der Seehäfen mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen, Unterhaltung und Vervollständigung der Fähren und Brücken an den auf das Reich übergehenden Seewasserstraßen, Gewährung von Beihilfen zur Förderung von der Schiffahrt nützlichen wie von Entschädigungen für die Beseitigung von der Schiffahrt hinderlichen Anlagen, für das Seeschiffsvermessungswesen sowie zur Beschaffung von Beamtenhäusern nebst Dienstländereien (k. w. ein noch festzusetzender Betrag für die Feuerlöscheinrichtungen im Fischereihafen Wesermünde) 5 000 000, Unterhaltung der Binnenhäfen, Leinpfade und Wasserleitungen, von Fähren und Brücken an den auf das Reich übergehenden natürlichen Binnenwasserstraßen, mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen, Gewährung von Beihilfen zur Förderung von der Binnenschiffahrt nützlichen wie von Entschädigungen für die Beseitigung von der Binnenschiffahrt hinderlichen Anlagen, für das Binnenschiffseichwesen sowie zur Beschaffung von Beamtenhäusern nebst Dienstländereien 670 000.

Brücken, Häfen u. Wasserbauten 6 483 900; darunter für Neubau der Schleibrücke bei Kappeln, 1. Teilbetrag 300 000, Neubau der Allerbrücken bei Rethem u. Ahlden u. der Leinebrücke bei Bothmer 550 000, Umbau der Emsbrücken bei Meppen u. Haaren 83 000, Ablösung der Unterhaltungspflicht der alten Mainbrücke in Frankfurt (Main), Restbetrag 165 000, Durchführung schwebender Enteignungsverfahren im Stettiner Hafen (Staatsanteil) 175 000, Hauptinstandsetzung des Bohlwerks am Eichstaden im Hafen Swinemünde 27 000, Erneuerung eines Bohlwerks im Hafen von Kolberg, 1. Teilbetrag 90 000, Bau eines Liegehafens für Fischkutter in Kolberg, Restbetrag 30 000, dasselbe in Rügenwaldermünde, I. Teilbetrag 18 000, Ausbau von Uferschutzwerken östlich des Hafens Rügenwaldermünde, 1. Teilbetrag 120 000, Bau einer Ufermauer auf der Ostseite des Hafens Stolpmünde, Restbetrag 41 600, Beseitigung von Sturmflutschäden in der Regamündung bei Ost-Deep 37 000, weiterer Ausbau des Fischereihafens zu Büsum, Restbetrag 600 000, Erneuerung von Bohlwerkstrecken im alten Hafen zu Büsum 42 000, Instandsetzung der Lahnung des Spülbeckens zu Büsum, 1. Teilbetrag 24 000, Ausbau des Ernst-August-Kanals auf der Elbinsel Wilhelmsburg, 1. Teilbetrag 300 000, Wiederherstellung der planmäßigen Tiefe der Seeschiffahrtstraße von der Unterelbe nach Harburg (Köhlbrand und Süderelbe) 316 000, Umbau des Antriebs der großen Hafenschleuse zu Harburg, 1. Teilbetrag 32 500, Ausbau der Staatswerft in Harburg 104 000, Bau der Packhalle IX und Erschließung des Eisteichgeländes im Fischereihafen Wesermünde, Restbetrag 450 000, weiterer Ausbau des Geländes auf dem West- und Ostufer des Fischereihafens zu Wesermünde, Restbetrag 380 000, Regulierung der unteren Geeste 600 000, Errichtung staatseigener Miethäuser für Beamte und Arbeiter des Wasserbauamts Wesermünde, 2. Teilbetrag 67 000, Instandsetzung der Leitwerke des Hafens Norddeich, 4. Teilbetrag 150 000, Erweiterung und Verbesserung des Hafens zu Norddeich, Restbetrag 65 400, Ausbau der Emder Hafenanlagen, 4. Ergänzungsbetrag 70 000, Landgewinnung westlich des Emder Außenhafens, 3. Ergänzungsbetrag 970 000, Aufschließung der neuen Polder westlich des Emder Außenhafens, 1. Teilbetrag 50 000, Sicherungsarbeiten im Emder Hafen (Umbau der Nesserlander Schleuse) 118 000, außergewöhnliche Instandsetzung der großen Drehbrücke im neuen Emder Binnenhafen 37 000, Bau von 18 staatseigenen Mietwohnungen für Arbeiter des Wasser- und Maschinenbauamts in Emden 117 000, Bau von 8 staatseigenen Mietwohnungen für Beamte und Angestellte des Wasser- und Maschinenbauamts in Emden 75 000, Vertretung bei den Verhandlungen über die Internationalisierung der Ströme 7000, Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues, Ergänzungsbetrag 2500, Staatsbeitrag zum Ausbau einer Eisenbahnanschlußlinie von Bischofswerder nach Freystadt, 1. Teilbetrag 250 000.

Landwirtschaftliche Verwaltung. Unterhaltung von Deichen, Dämmen, Ufern, staatseigenen Entwässerungsanlagen und Liegenschaften, ferner von Wasserläufen zweiter und dritter Ordnung einschl. aus besonderen Fonds 120 000, Ausführung des Gesetzes vom 16. September 1899, betreffend Schutzmaßregeln im Quellgebiete der linksseitigen Zuflüsse der Oder in der Provinz Schlesien 3000, Förderung genossenschaftlicher und kommunaler Flußregulierungen und Anlagen zum Einlassen von Flußwasser in bedeichte Flußniederungen 1 000 000, Unterhaltung preußischer Wasserläufe erster Ordnung und ihrer Häfen einschl. der Leinpfade und Wasserleitungen, von Fähren und Brücken über diese Wasserläufe mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen, Regulierung dieser Wasserläufe und Bezeichnung des Fahrwassers in ihnen, auch zur Gewährung von Beihilfen zur Förderung von der Binnenschiffahrt nützlichen, wie von Entschädigungen für die Beseitigung von der Binnenschiffahrt hinderlichen Anlagen, Beschaffung von Beamtenhäusern nebst Dienstländereien (darunter für die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin 154 500) 2 100 000, Unterhaltung von Seeufern mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen, Unterhaltung und Vervollständigung von Dünen, auch zur Gewährung von Beihilfen hierfür, Beschaffung von Beamtenhäusern nebst Dienstländereien 1 600 000, Unterhaltung der Wege sowie der Brücken und Fähren über nichtschiffbare Gewässer 93 000, Ausbau des Pregels zwischen Insterburg und Groß-Bubainen, 6. Teilbetrag (preußischer Anteil) 780 000, Herstellung des Hauptweges im Rhinluch (Kreise Osthavelland und Ruppin), 2. Teilbetrag 35 000, Beihilfe zur Entwässerung der Ländereien am Welsengraben zu Gransee (Kreise Ruppin und Templin), Restbetrag 23 000, Herstellung einer Turbinenanlage auf der Schleuseninsel im Tiergarten zu Berlin 62 000, Beihilfe zur Melioration des Havelländischen Luches 39 500, Erneuerung der Eisbrecher an der Boberbrücke in Christianstadt (R.-B. Frankfurt a. d. O.) 19 000, Beihilfe zur Verbesserung der Vorflut des Ober- und Niederoderbruchs, 1. Teilbetrag 145 000, Beihilfe zur Regulierung der Schnellen Havel zwischen Zehdenick und Melzerkanal, 1. Teilbetrag 200 000, Regulierung der Hochwasserabführung in der Warthe von der preuß. Grenze bis Schweinort, 1. Teilbetrag 61 000, Neubau der Küddow-Brücke bei Schneidemühl-Königsblick 30 000, Uferschutzbauten bei Damkerort (R.-B. Köslin), 2. Ergänzungsbetrag 160 000, Wiederherstellung der Buhnen bei Zingst (R.-B. Stralsund), Restbetrag 10 000, Herstellung neuer Uferschutzwerke auf dem östlichen Teile der Halbinsel Zingst, 1. Teilbetrag 100 000, Ausbau der abbrüchigen Ufer der Glatzer Neiße von km 0 bis 11,1, 2. Teilbetrag 25 000, Verbessernng der Vorflut in der Weideniederung zwischen Klarenkranst und Wildschütz in den Kreisen Breslau und Öls, 1. Teilbetrag 50 000, Beihilfe zur Entwässerung des Großen Bruchs von Oschersleben bis Rohrsheim (R.-B. Magdeburg) 36 125, Beihilfe zur Wasserregelung der Jeetze- und Purnitz-Niederung zwischen Salzwedel und Beetzendorf und Hohenhennige, Kreise Salzwedel und Gardelegen (R.-B. Magdeburg) 29 750, Wiederherstellung des Dammes Oland-Festland, 1. Teilbetrag 437 000, Sicherung der Hallig Oland, 2. Ergänzungsbetrag 45 000, Sicherung der Halligen Gröde-Appelland und Wiederherstellung des Dammes zwischen den beiden Halligen, 3. Ergänzungsbetrag 70 000, Sicherung der Hallig Nordmarsch-Langeneß, 2. Teilbetrag 33 000, Sicherung der Binnenböschung des Sommerdeichs der Hallig Hooge, 2. Ergänzungsbetrag 58 000, Bau von Steindecken auf der Hallig Hooge, 4. Ergänzungsbetrag 79 000, Beihilfe zur Instandsetzung der Steindecken vor den Seedeichen der Insel Nordstrand, 2. Ergänzungsbetrag 18 000, Wiederherstellung der Buhnen auf der Düne bei Helgoland, 2. Ergänzungs- und Restbetrag 10 000, Schließung der Spalten am Fuße des Helgoländer Felsens, Rest- und Ergänzungsbetrag 9600, Beschaffung von 5 eisernen Prahmen für das Wasserbauamt Husum 130 000, Bau einer Schutzmauer auf der Insel Helgoland, 3. Teilbetrag 400 000, Wiederherstellung des Dammes Festland-Nordstrand, Ergänzungsbetrag 50 000, Uferschutz vor der Tadenswarf auf der Hallig Langeneß 57 000, Beihilfe zum Neubau der Wilsterauschleuse bei Kasenort 75 000, Beschaffung eines Eimerbaggers für das Wasserbauamt Emden 550 000, Ersatzbau von 4 Brücken zu 35 000, 34 000, 33 000 und 47 000 über den Ems-Jade-Kanal 149 000, Fertigstellung des Dienstgebäudes für das Wasserbauamt in Glückstadt, Restbetrag 34 500, Beihilfen zu den Sicherungsarbeiten der Aue-Niederung in den Kreisen Sulingen, Stolzenau und Nienburg, 1. Teilbetrag 77 500, Beschaffung eines Schwimmbaggers für die Unterhaltung der Hase 50 000, Beihilfe zur Regulierung der Hunte unterhalb Hunteburg bis zum Dümmersee in den Kreisen Diepholz und Wittlage 61 250, Rückverlegung des Rheindeiches bei Bimmen 56 000, Verlegung des Friemersheimer Banndeiches bei Rheinhausen im Kreise Mörs 80 000, Künstliche Entwässerung des Bislich-Hüthumer Deichpolders im Kreise Rees 90 000, künstliche Entwässerung des Gebiets der Deichverbände Cleverhamm und Rindern im Kreise Cleve 50 000, Beihilfe zur Regulierung der unteren Wupper 40 000.

[1]) Sämtliche hier angeführten Beträge verstehen sich in Reichsmark.

Bau eines 255 m hohen Turmes für die Hauptfunkstelle Königswusterhausen. Die Firma Honnefwerke Akt.-Ges. in Dinglingen (Baden) errichtet zurzeit bei Königswusterhausen für das Telegraphentechnische Reichsamt zu Berlin einen freistehenden eisernen Turm, der eine Höhe von 255 m erreichen und damit nach dem Eiffelturm zu Paris das höchste Bauwerk der Welt sein wird. Der Turm ist dazu bestimmt,



die neuen Riesenantennen zu tragen, die den Großfunkverkehr, besonders auch den Pressedienst von Königswusterhausen ausführen. Entwurf und statische Berechnung des Turmes stammen, ebenso wie die der ebenfalls im Bau befindlichen Türme der Hauptfunkstelle Norddeich, von dem technischen Leiter der genannten Firma, Herrn Ingenieur Hermann Honnef. Der Turm ist, ebenso wie die beiden durch Drahtseilstage verankerten Nebentürme, die ebenfalls von der Firma ausgeführt werden, aus der Abbildung ersichtlich; das Bild zeigt die Anlage in ihrer zukünftigen Vollendung.

Wir hoffen, über das bemerkenswerte Bauwerk später ausführlicher berichten zu können. L.

In der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg, sprach am 2. Februar Herr Direktor Erlinghagen von der Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen, im Rahmen der von der Gesellschaft zusammen mit dem Außeninstitut der Technischen Hochschule Berlin veranstalteten Vortragsreihe über „Die Geschichte des Werkstoffes für Eisenbauten und die neueren Bestrebungen betr. die Verwendung eines hochwertigen Baustahles".

Mit Bezug auf seine Darlegungen bei der Stuttgarter Tagung des Deutschen Eisenbau-Verbandes vom 17. Oktober 1924[1]) berichtigte der Vortragende zunächst die Auffassung, als ob jene eine Klärung der Frage bezweckt hätten, ob die vorläufigen Vorschriften der Reichsbahn für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl vom 10. Juli 1924 aufrecht erhalten werden sollten; eine solche Klärung ist zurzeit gar nicht möglich, weil die ganze Frage noch im Fluß ist und den Gegenstand eingehender Arbeiten der Hütten- und Eisenbaufachleute des In- und Auslandes bildet. Der Vortragende sprach alsdann über die Geschichte des Eisenbrückenbaues und die Entwicklung des Baustoffes für Eisenbauwerke, die naturgemäß aufs engste mit der des Eisenhüttenwesens verbunden ist. Er betonte das namentlich nach dem Kriege wachgewordene Bestreben nach Schaffung von Festigkeitsnormen und den Wunsch des Eisenbahn-Zentralamtes nach einem hochwertigen Brückenbaustoff, der bereits vor dem Kriege bei dem Bau der großen Eisenbahnbrücken am Kaiser-Wilhelm-Kanal in Erscheinung getreten war.

[1]) „Die Bautechnik" 1924, Heft 52.

Nach einer Zusammenfassung der bereits in Stuttgart festgelegten Einzelheiten zu dem gegenwärtigen Stande der Entwicklung hob er ferner hervor, daß selbstverständlich auch in der Rheinisch-Westfälischen Eisenindustrie die Arbeiten zur Erzeugung eines hochwertigen Thomasstahls für den Brücken- und Hochbau mit dem Bestreben der Baubehörden parallel gegangen, in den Jahren 1923/24 jedoch durch den Ruhreinbruch völlig lahmgelegt waren. Das in dieser Zeit stattgefundene Angebot der Linke-Hofmann-Lauchhammer-Werke zur Lieferung ihres hochwertigen Baustahls stellt nach der Erklärung des Vortragenden nichts anderes dar als den von der Firma Fried. Krupp bereits früher hergestellten und verwendeten Schiffbaustahl 3 mit $\sigma_{zul} = 2400$ kg/cm^2.

Daß man einen Baustahl hoher Festigkeit seit Jahren in dem Chromnickel- und dem Nickel-Stahl der Friedrich-Alfred-Hütte und der Gutehoffnungshütte besaß, ist bekannt; ebenso freilich auch, daß die Preise dafür viel zu hoch und mit demjenigen des hochgekohlten Siemens-Martin-Stahls und des im Thomas-Verfahren gewonnenen Stahls nicht wettbewerbfähig sind, von denen wieder der letztere für Deutschland in erster Linie in Frage kommt, da die Verwendung des Siemens-Martin-Stahls unter der Knappheit und dem hohen Preise des Schrots (zurzeit 80 R.-M./t) zu leiden hat.

Freilich auch für diesen hochwertigen Baustahl St 48 bezweifelt Erlinghagen im Einklang mit der Auffassung von Oberingenieur Wolf-Sterkrade[2]) die Wirtschaftlichkeit für Hochbauten, für die er vorerst noch den üblichen Baustahl St 37, in dem u. a. noch Mitte des Jahres 1924 die Messehalle VIII in Leipzig ausgeführt worden ist, als das Gegebene bezeichnet.

Von besonderem Interesse waren die Ausführungen über die Aufmerksamkeit, mit der das Ausland — vor allem England und Amerika — diesen deutschen Fortschritten folgt und sie, gestützt auf die dort herrschende weit bessere wirtschaftliche Lage, zu übertrumpfen versucht: So wird z. B. zurzeit der von den Fachleuten aller Länder mit Spannung verfolgte Bau der Sydney-Brücke in einem hochwertigen Werkstoff vorgesehen, über dessen Zusammensetzung freilich einstweilen noch Schweigen beobachtet wird. Ki.

Der Umbau des Hafens von Lorient. Lorient ist heute eine Stadt von 50 000 Einwohnern im Hintergrunde der Reede, die durch die Ausmündungen des Scorf und des Blavet in den Atlantischen Ozean gebildet und durch die vorgelagerte Insel Groix geschützt wird; es liegt etwa in der Mitte zwischen Brest und St. Nazaire und dient seit Jahrhunderten als Hafen. Im siebenzehnten Jahrhundert von der Französisch-Ostindischen Kompagnie ausgebaut, wird es in der Neuzeit besonders als Kriegshafen benutzt und enthält eine Reihe von Flottenarsenalen, Artilleriewerkstätten und Magazinen.

Als Kauffahrteihafen von steigender Bedeutung und seit jeher auch der Fischerei dienend, ist Lorient in den letzten Jahren vor allem zu einem durchaus neuzeitlichen Fischereihafen ausgebaut worden, der den Mittelpunkt des weiten Fanggebiets von 5 Mill. km^2 bildet, das im Norden durch Irland, im Süden durch den Gascogner Meerbusen begrenzt wird.

Nach einem Berichte von Pawlowski in „Génie Civil" vom 3. Januar 1925 haben:

	Nutzbare Wasserfläche ha	Bedachte Lagerfläche m^2	Industriegelände ha
Grimsby	12	20 000	83
Ijmuiden	18	11 500	80
Geestemünde .	7	29 000	64
Lorient	8	20 000	35
Aberdeen . . .	9	10 000	37
Cuxhaven . . .	3	10 500	—

Die Schiffahrtstiefe wird 5 m im großen Hafenbecken, 7 m am Kohlenkai gegenüber 4 bis 4,50 m in den vorgenannten Häfen betragen, so daß Lorient auch nach dieser Richtung in erster Reihe bleibt. Die Fisch-Gefrieranlage vermag stündlich 1800 kg Fische zu gefrieren und besitzt Lagerräume für 2000 t Fische sowie für 1200 t Eis; an letzterem wurden im Jahre 1923 10 000 t hergestellt.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 1.

INHALT: Ein Tribünenbau in neuzeitlicher Holzbauweise. — Bemerkenswerte Einzelheiten der Speicheranlagen im Berliner Westhafen. (Schluß.) — Nietberechnungen mit Hilfe von nomographischen Tafeln. — Herleitung hydraulischer Gesetze aus den Eigenschaften loser Haufwerke. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Aus dem Preußischen Haushaltsplan 1925. — Bau eines 255 m hohen Turmes für die Hauptfunkstelle Königswusterhausen. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Umbau des Hafens von Lorient.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 20. Februar 1925 Heft 8

Arbeitsmethoden und Erfahrungen beim Bau der Fischereihafenerweiterung in Cuxhaven.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Windolf**, Cuxhaven.

Über den Cuxhavener Fischereihafen und im besonderen über die in den Jahren 1918 bis 1923 ausgeführten Erweiterungsbauten liegen bereits eine Reihe von Veröffentlichungen aus berufener Feder vor.[1])

Die nachfolgenden Zeilen bilden insofern eine Ergänzung zu den bisherigen Ausführungen, als hier der Bau selbst, die bei ihm benutzten Arbeitsmethoden und die hiermit gemachten Erfahrungen beschrieben werden sollen. Entsprechend dem Zwecke dieses Aufsatzes sollen daher über die allgemeine Anordnung nur einige kurze Mitteilungen gemacht werden.

Die in den Jahren 1918 bis 1923 vorgenommene Erweiterung des Fischereihafens schließt in südlicher Richtung an den alten Fischereihafen an, der in seinen Anfängen 1890 entstanden ist. Der alte Fischereihafen ist rd. 385 m lang und hat eine mittlere Breite von 140 m. Die Erweiterung des Fischereihafens ist rd. 600 m lang und 75 m breit. Am Übergang zwischen altem und neuem Fischereihafen ist der Hafen im Zuge der Hafenstraße auf 50 m eingeschnürt. Hier war ursprünglich beabsichtigt, eine Schwebefähre zu errichten, von deren Bau jedoch in Anbetracht der hohen Kosten einstweilen abgesehen werden mußte.

Die westliche Seite beider Häfen dient dem Reedereibetriebe der Fischdampfergesellschaften, die östliche Seite dem Fischhandel. An der östlichen Seite befinden sich die sechs Fischhallen mit den vorgelagerten Versteigerungshallen. Von diesen Hallen sind die Fischhallen 4 bis 6 und die Versteigerungshallen 3 bis 6 nach dem Weltkriege erbaut worden.

Sowohl der alte wie auch der neue Fischereihafen haben als Ufereinfassung durchweg Eisenbetonkaimauern. Das westliche Ufer des alten Fischereihafens wurde 1913 mit einer solchen Kaimauer versehen; die Kaimauern des neuen Fischereihafens wurden 1918 bis 1922 hergestellt, und 1922/23 wurde das abgängige hölzerne Bohlenwerk vor den Fischhallen 1 u. 2 durch eine Eisenbetonkaimauer ersetzt. Die Gesamtlänge der Eisenbetonkaimauern beträgt rd. 1884 m.

Die Wahl des Betons bezw. des Eisenbetons als Baustoff für die Kaimauern lag insofern bei den örtlichen Verhältnissen nahe, als Holz mit der Zeit durch den Bohrwurm und Eisen durch Rostbildung zerstört wird.

Es wurde Portlandzement und zum Teil auch Hochofenzement ohne jeden Zuschlag verwandt, gemischt mit Elb-Trave-Kies. Die angewandten Mischungsverhältnisse sind: 1 : 3 für die Pfähle und Bohlen, 1 : 5 für die Eisenbetonplatte und 1 : 6 für den Betonkörper.

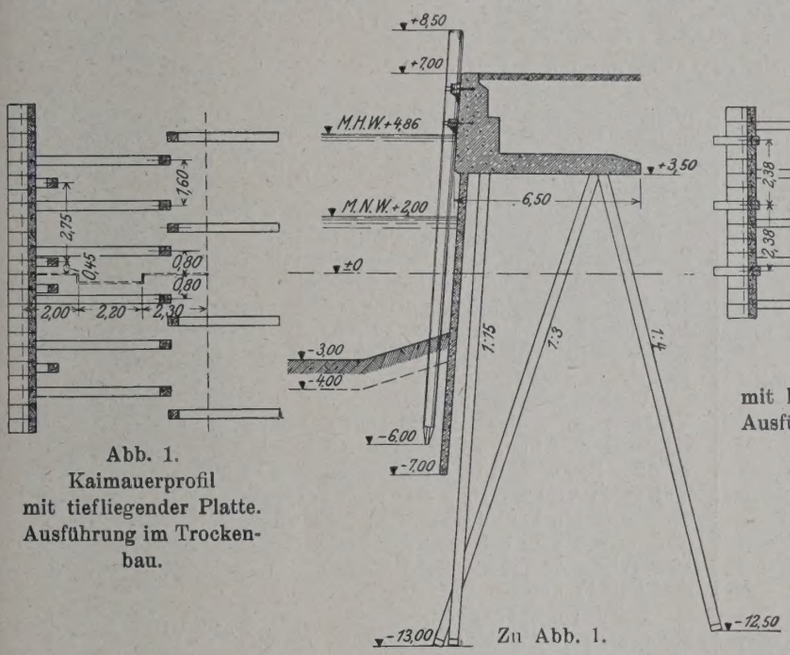


Abb. 1.
Kaimauerprofil
mit tiefliegender Platte.
Ausführung im Trockenbau.

Zu Abb. 1.

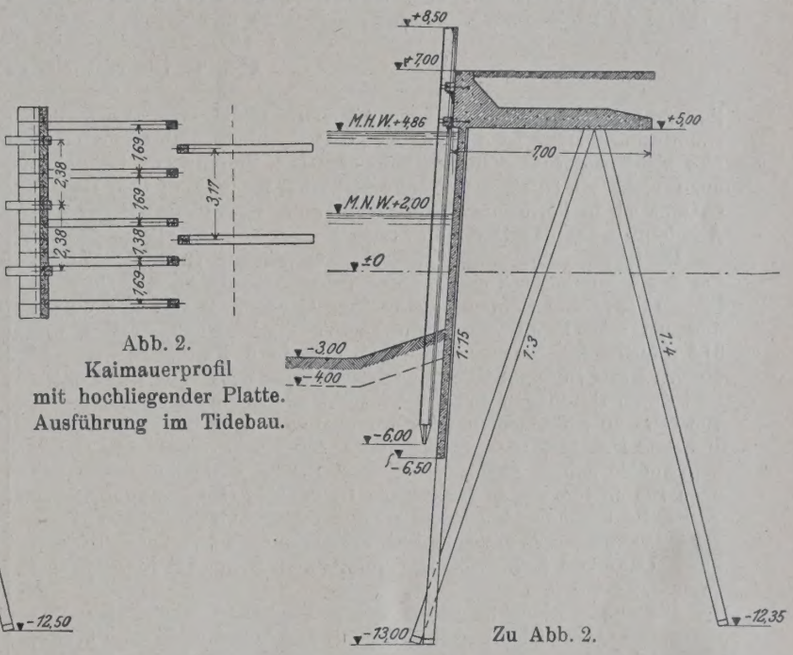


Abb. 2.
Kaimauerprofil
mit hochliegender Platte.
Ausführung im Tidebau.

Zu Abb. 2.

Für die Ausbildung der Kaimauerkonstruktion waren die Untergrundverhältnisse maßgebend. Auf eine obere Kleischicht von mehreren Metern Stärke folgt eine Sandschicht, die bis etwa −4,0 bis 5,0 Cuxhavener Null[2]) reicht. Hierunter liegt eine sehr weiche Kleischicht, die bis etwa −11,0 bis −12,0 C.N. reicht, und erst dann trifft man festen, für die Gründung der Kaimauer geeigneten Sand. Bei der großen Tiefe des tragfähigen Bodens war eine Gründung auf Eisenbetonpfählen das gegebene. Die Länge der zur Verwendung gekommenen Pfähle betrug bis zu 20 m.

Die Ausbildung der Kaimauern zeigen Abb. 1 u. 2. Es sind zwei Profile zur Verwendung gekommen, die sich in der Hauptsache durch die Höhenlage der die Pfahlreihen verbindenden Platte unterscheiden. Die eigentliche Erweiterung des Fischereihafens konnte im Schutze von Deichen im Trockenbau ausgeführt werden. Die Höhenlage der Platte war hier also nur vom Grundwasserstande abhängig, der in Cuxhaven zwischen 3,50 u. 4,00 C.N. schwankt. Die Unterkante der Platte wurde dementsprechend auf +3,50 C.N. gelegt, wobei man davon ausging, daß das auftretende Drängwasser sich leicht durch eine einfache Wasserhaltung beseitigen lassen würde. Vor den Fischhallen 1 u. 2 war das abgängige Holzbohlwerk durch eine Eisenbetonkaimauer zu ersetzen. Hier mußte die Ausführung im Tidebau geschehen und die Platte entsprechend dem normalen Hochwasserstande von +4,8 C.N. mit der Unterkante auf +5,0 C.N. gelegt werden. Die Pfähle sind in zwei Reihen angeordnet, einer vorderen Tragpfahlreihe und einer hinteren Bockpfahlreihe. Die Pfahlböcke sind so ausgebildet, daß zu je zwei Druckpfählen ein

[1]) Cuxhaven als Fischereiplatz, von Lübbert, Christiansen und Duge in Nr. 2/3 der Mitteilungen des Deutschen Seefischereivereins von 1909.

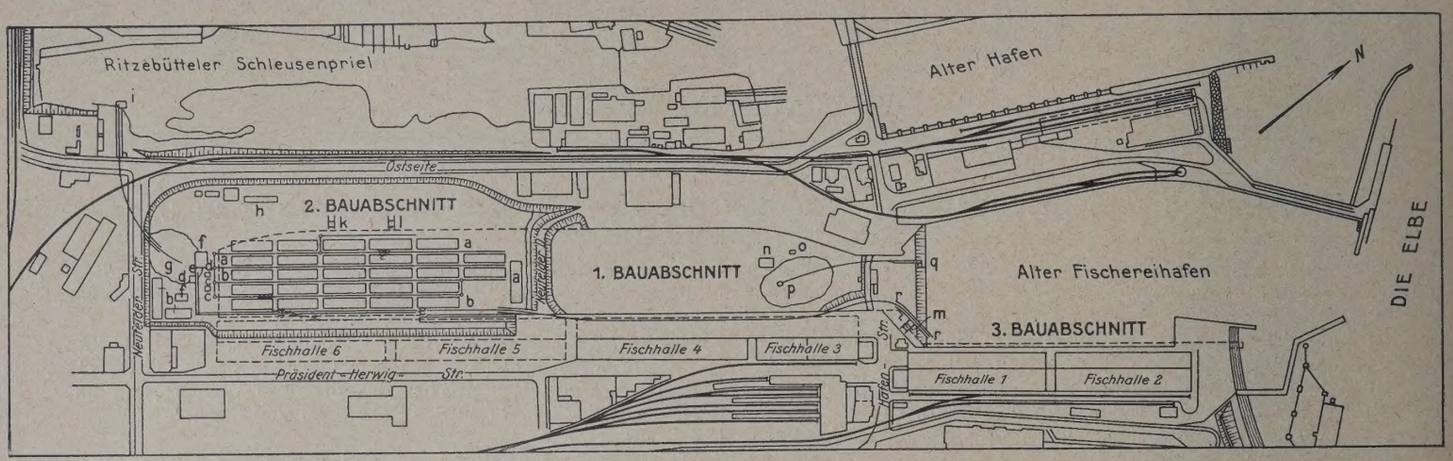
Der Fischereihafen in Cuxhaven, von F. Duge und Dipl.-Ing. Meisel in Nr. 8 des Fischereiboten, XII. Jahrgang, 1920.

Der Cuxhavener Fischmarkt, von Baurat Dipl.-Ing. Schätzler und Fischereioberinspektor Meinken im 3. Bande des Jahrbuches der Hafenbautechnischen Gesellschaft.

Die Fischmarktanlagen in Cuxhaven, von Oberbaurat Ed. Heymann in Nr. 59/60 des Zentralbl. der Bauverw., 43. Jahrgang, 1923.

Ferner wird hingewiesen auf: Die technische und wirtschaftliche Entwicklung der deutschen Hochseefischereihäfen, von Dr.-Ing. A. Agatz. Kommissionsverlag Buchhandlung Albert Bockemann. Hannover 1919.

[2]) Cuxhavener Null, im nachfolgenden C.N. abgekürzt, liegt auf −3,639 N.N.



Es bedeuten: a Pfahllager. b Bohlenlager. c Mischmaschinen für die Pfahl- und Bohlenbetonierung. d Mischmaschinen für die Kaimauerbetonierung im Bauabschnitt 2. e–e Schüttgerüst für die Kaimauerbetonierung. f Zementschuppen im 2. Bauabschnitt. g Kiesberg desgl. h Flechterschuppen. i Löschbrücke am Schleusenpriel. k Ramme für die Pfahlrammung. l Ramme für die Bohlenrammung. m Ramme für die Pfahl- und Bohlenrammung bei der östlichen Anschlußstrecke im Bauabschnitt 1. n Zementschuppen im Bauabschnitt 1. o Mischmaschinen desgl. p Kiesberg desgl. q Löschbrücke am Alten Fischereihafen. r–r Transportgerüst für die Ramme an der Anschlußstrecke.

Abb. 3. Die Baustelle zu Anfang des Jahres 1921.

Zugpfahl gehört. Den vorderen Abschluß bildet eine Eisenbetonspundwand. Diese ist nur bis — 7,0 C. N. hinabgeführt, sie steht also nicht in der tragfähigen Schicht. Die Spundwand ist daher auch nicht als Glied der Tragkonstruktion anzusehen; ihre Hauptaufgabe ist, in Form einer Schürze unter der eigentlichen Mauer den Abschluß gegen den Hafen zu bilden.

Die Pfähle haben einen rechteckigen Querschnitt von 31,5 × 37,0 cm der mit 4 Rundeisen von je 25 mm Durchm. bezw. 26 mm Durchm. bewehrt ist. Die Bohlen haben einen Querschnitt von 28 × 50 cm und bei dem Profil mit hochliegender Platte einen solchen von 31,5 × 50,0 cm. Sie sind bewehrt mit je 6 Rundeisen von 20 bezw. 22 mm Durchm. Die Rundeiseneinlagen der Pfähle und Bohlen sind durch Bindungen aus weichgeglühtem Eisendraht in Abständen von etwa 20 cm gegeneinander festgehalten. Jede Bindung besteht aus zwei Drähten, die gegeneinander festgedrillt sind. Die Eisenbetonpfähle haben außer den in einer Ebene liegenden Bindungen noch Bindungen, die in räumlichen Diagonalen liegen, um auf diese Weise eine besonders knicksichere Lagerung und einheitliche Wirkung der Eiseneinlagen zu erzielen. Das Verfahren ist der bauausführenden Firma Christiani & Nielsen, Hamburg, durch Deutsches Reichspatent geschützt worden.

Die Spundbohlen haben an den Schmalseiten dreikantige Aussparungen. Die Dichtung der Spundwand geschah in der Weise, daß, nachdem der durch zwei nebeneinanderliegende Nuten gebildete sechskantige Hohlraum mittels Druckwassers freigespült war, ein Nutenbeutel aus Jute in den Hohlraum hineingeführt wurde, der dann mit flüssiger Zementmörtelmischung gefüllt wurde. Bei jeder fünften bis zehnten Fuge wurde statt des Mörtels Kies in den Jutebeutel eingefüllt, um eine Entwässerung des hinter der Spundwand liegenden Erdreichs zu ermöglichen. Die Kaimauerplatte, die die Spundwand, die vordere Tragpfahl- und die hintere Bockpfahlreihe miteinander verbindet, hat entsprechend ihrer Beanspruchung auf Biegung und Achsialzug eine obere und untere Bewehrung. Die Spundbohlen sind durch Halseisen, die zugleich einen Teil der unteren Bewehrung bilden, in der Platte verankert. Besondere Sorgfalt wurde auf die Verankerung der Zugpfähle in der Platte verwandt. Sie geschah in der Weise, daß die durch das Kappen der Pfähle freigelegten Eisenenden in die Platte hineingebogen und dort durch Bindedrahtwicklungen an hakenförmige Zusatzeisen angeschlossen wurden. In der Längsrichtung zeigt die Platte zwei balkenförmige Bewehrungen, eine über der vorderen Tragpfahlreihe, die andere über der hinteren Bockpfahlreihe. Der Maueraufbau ist als einfacher Beton ohne Eiseneinlagen in Mischung 1 : 6 hergestellt. Hart über der Platte sind in Abständen von etwa 20 m im Mauerkörper Entwässerungsöffnungen angeordnet.

Die Bauausführung begegnete insofern gewissen Schwierigkeiten, als die Baustelle verhältnismäßig beengt zwischen den Straßen Präsident Herwig-Straße, Neufelder Straße und Ostseite lag. Da zudem die zwischen den Straßen und dem künftigen Hafenbecken befindlichen Plätze für die staatlicherseits und von privater Seite auszuführenden Hochbauten freigehalten werden mußten, so war der Übernehmer für den Kaimauerbau in der Hauptsache auf den Raum zwischen den künftigen Kaimauern angewiesen.

Weitere Schwierigkeiten ergaben sich daraus, daß auf den Fischmarktbetrieb weitgehend Rücksicht genommen werden mußte. In zeitlicher Beziehung ergab sich für das Bauprogramm hieraus die wichtige Folge, daß die Kaimauer vor den Versteigerungshallen 1 u. 2 und deren Verbreiterung erst nach Fertigstellung der Fischereihafenerweiterung in Angriff genommen werden konnte. Da das Erweiterungsgelände von dem quer darüber hinweglaufenden Neufelder Deiche in zwei Teile getrennt wurde, so ergaben sich für die Gesamtausführung drei Bauabschnitte:

Bauabschnitt 1: Die Fischereihafenerweiterung vom alten Fischereihafen bis zum ehemaligen Neufelder Deich;

Bauabschnitt 2: Die Fischereihafenerweiterung südlich vom ehemaligen Neufelder Deich;

Bauabschnitt 3: Die Herstellung der Kaimauer vor den Versteigerungshallen 1 u. 2.

Zeitlich griffen die Bauabschnitte 1 und 2 allerdings teilweise ineinander, während der Bauabschnitt 3, wie schon gesagt, scharf von den anderen getrennt war.

Die Einrichtung der Baustelle zeigt Abb. 3 in einem Lageplan, aus dem gleichzeitig ein Überblick über die gesamte Anlage, sowohl ihrem älteren als auch neueren Teil, zu gewinnen ist. Abb. 3 zeigt den Zustand der Baustelle im Anfang des Jahres 1921. Im ersten Bauabschnitt sind die Kaimauern mit Ausnahme der östlichen Anschlußstrecke fertiggestellt und hinterfüllt. Im zweiten Bauabschnitt wird auf der östlichen Seite die Kaimauer betoniert, auf der westlichen Seite sind zwei Rammen mit der Rammung der Pfähle und Bohlen beschäftigt. Der dritte Bauabschnitt ist noch nicht in Angriff genommen. Die hauptsächlichsten Einrichtungen wurden naturgemäß in das Gelände des Bauabschnittes 2 verlegt, da dieses Gelände die

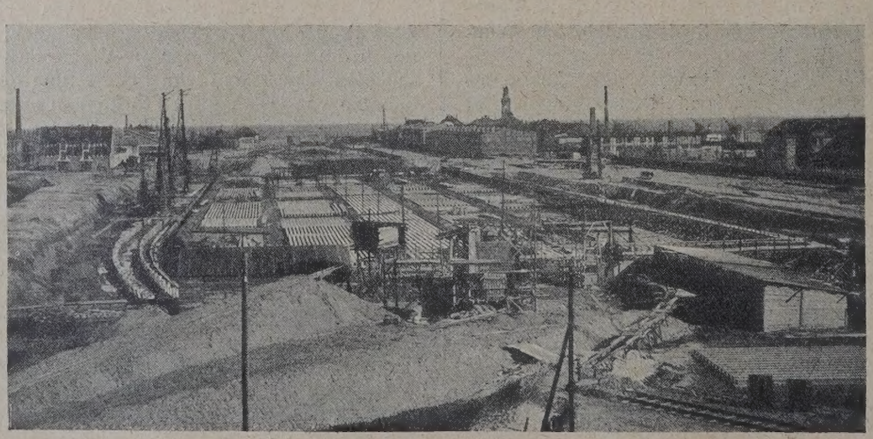


Abb. 4. Pfahl- und Bohlenlagerplatz.

längste Zeit zur Verfügung gehalten werden konnte. Hierher wurden gelegt der umfangreiche Pfahl- und Bohlenbetonierungsplatz mit der zugehörigen Betonierungsanlage, bestehend aus zwei Betonmischmaschinen Bauart Drais von 300 l und 500 l Inhalt, einem Zementschuppen und einem Kieslager, ferner das Eisenlager und der Flechterplatz. Abb. 4 gibt ein anschauliches Bild von dem weiter unten noch näher beschriebenen Pfahl- und Bohlenlagerplatz. In den ersten Bauabschnitt wurde eine Mischanlage, bestehend aus einer Mischmaschine (Bauart Gauhe, Gockel & Co.) von 700 l Inhalt, mit Zementschuppen und Kiesberg verlegt, die im besonderen für die Betonierung des Mauerkörpers der Kaimauer dienen sollte. Mit dem Fortschreiten der Arbeiten wurde diese Anlage im Frühjahr 1921 ebenfalls in den zweiten Bauabschnitt verlegt. Zeitweise war im Gelände des ersten Bauabschnittes noch eine zweite Betonierungsanlage untergebracht, die für die Eisenbetonarbeiten der Fischhalle 4 dort aufgestellt war. Die Baustoffanfuhr vollzog sich in der Hauptsache auf dem Wasserwege. Für die Abfertigung der Zementleichter und der Kieskähne standen zwei Löschbrücken zur Verfügung; für die nördliche Betonierungsanlage diente eine Löschbrücke am Fischereihafen, für die südliche Betonierungsanlage eine Löschbrücke am Ritzebütteler Schleusenpriel.

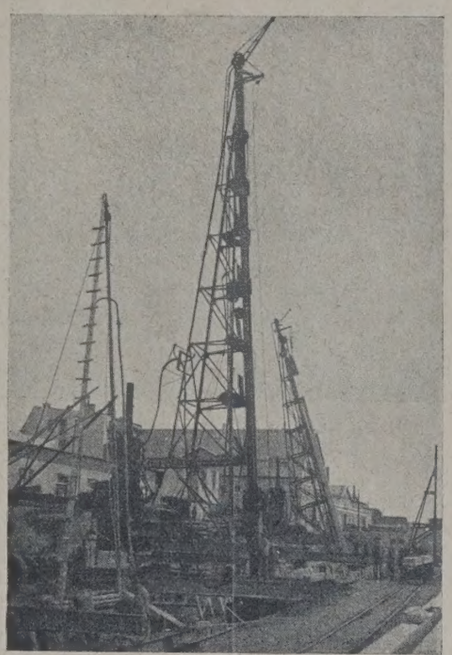


Abb. 5. Blick in die Baugrube, hinten die Pfahlramme, weiter vorn die Bohlenramme, davor das Spülgerüst.

Für die Zahl der herzustellenden Lager war der Gesichtspunkt maßgebend, daß Umstapelungen von Pfählen und Bohlen möglichst vermieden werden sollten. Von dem Herstellungsplatze sollte der Pfahl oder die Bohle unmittelbar an die Ramme gebracht werden. Im Verlaufe der Bauausführung konnte dieser Grundsatz allerdings nicht immer streng durchgeführt werden. Der außerordentliche Raummangel im Cuxhavener Hafengebiet machte es notwendig, daß auf dem Betonierungsplatz nicht nur der laufende Bedarf für die drei auf der Baustelle arbeitenden Universalrammen hergestellt werden mußte, sondern auch noch die Pfähle und Bohlen für eine am Alten Hafen von derselben Firma herzustellende Kaimauerstrecke. Auch die Pfähle und Bohlen der Kaimauerstrecke vor den Fischhallen 1 u. 2, die erst nach Fertigstellung der Fischereihafenerweiterung in Angriff genommen werden konnte, mußten hier vorzeitig hergestellt und dann auf einem anderen Platze bis zur Verwendung gelagert werden. In allen Fällen, wo eine Umstapelung von Pfählen und Bohlen erforderlich wurde, fand eine solche erst nach mindestens sechs Wochen Erhärtungszeit statt. Als rammfähig galten die Pfähle und Bohlen erst nach einer Erhärtungszeit von acht Wochen. Bei Unterbrechungen durch Frost wurde die Erhärtungszeit mindestens um die Zahl der Frosttage verlängert.

Der Pfahl- und Bohlenlagerplatz wies in der Hauptsache eine Reihe von neben- und hintereinander angeordneten Lagerplatten auf, zwischen denen genügend breite Gänge gelassen waren, um die Lagerböcke für das Hebegerät und das Transportgleis aufnehmen zu können. Die Lagerplatten hatten etwa 40 m Länge und 10 m Breite. Jedes Pfahllager bestand aus zwei Lagen von je 18 Pfählen, jedes Bohlenlager aus drei Lagen von je 13 Bohlen. Da bei Einrichtung des Baustellenbetriebes Anfang 1919 die Beschaffung der für die Herrichtung der Pfahl- und Bohlenlager notwendigen Mengen Schalholz auf Schwierigkeiten stieß, wurden die Lagerplatten aus Magerbeton in Mischung 1 : 8 hergestellt und nur für die Seitenschalung hölzerne Klappen verwendet. Um ein Haften der Pfähle und Bohlen an der Unterlage zu verhindern, wurden die Formen vor dem Einbringen der Geflechte mit Zeitungspapier ausgelegt.

Der für die Pfähle und Bohlen zur Verarbeitung kommende Beton hatte weiche, breiförmige Beschaffenheit; durch sorgfältige Bearbeitung mit kleinen eisernen Rührern wurde für innige Verbindung des Betons mit dem Eisengerippe gesorgt. Die Mischung war 1 : 3, für die Pfahl- und Bohlenköpfe 1 : 2,5. In die nach oben liegenden Flächen der Pfähle und Bohlen wurde sofort nach Fertigstellung die Herstellungsnummer und das Herstellungsdatum eingeritzt. Über die Pfähle und Bohlen wurde ein Lagerbuch geführt, so daß jederzeit leicht eine Übersicht über die Zahl der vorhandenen transport- bezw. rammfähigen Pfähle und Bohlen geschaffen werden konnte und danach die Anordnungen für einen geregelten Fortgang der Arbeiten getroffen werden konnten.

Das Abheben der Pfähle und Bohlen vom Lager und der Transport an die Rammen geschah in der Weise, daß, nachdem über dem abzubauenden Lager eine Hebe- und Transportvorrichtung — bestehend aus zwei I-Trägern und vier hölzernen Böcken — aufgebaut war, die Pfähle bezw. Bohlen von Hebezangen gefaßt und mit Flaschenzügen so weit angehoben wurden, daß sie seitwärts auf zwei Truckwagen geschoben werden konnten. Von hier aus wurden die Pfähle und Bohlen an die Rammen auf Feldbahngleis gefördert. Zur Erleichterung des Anfassens der Pfähle und Bohlen hatten diese an den Seiten kleine Aussparungen, in die die Arme der Steinzangen hineinfassen konnten.

Die während der Hauptbauzeit auf der Baustelle arbeitenden drei Universalrammen waren in der Weise verteilt, daß eine in der Hauptsache die Rammung für die beiden Anschlußstrecken an den bestehenden Fischereihafen auszuführen hatte, während die beiden anderen in der Weise zusammen arbeiteten, daß die eine die Pfähle, die andere die Bohlen zu rammen hatte. Diese Arbeitsteilung hatte den Vorzug, daß das zeitraubende Zurückkurbeln der Rammen in die Ausgangstellung zwecks Nachholung der Bohlenrammung fortfiel. Eine weitere Zeitersparnis ergab sich daraus, daß das An- und Abmontieren der unter dem Rammwagen befindlichen Bohlenführung nicht notwendig war. Die Unterwagen der Rammen bewegten sich auf Schienen, die auf schweren Pallhölzern von etwa 45 × 45 cm Seitenlänge befestigt waren. Zunächst hatte man versucht, die Unterstützung dieser Hölzer durch einfache Unterpallung zu sichern; jedoch erwies sich bald, daß diese Art der Unterstützung wohl für das hintere Pallholz ausreiche, nicht aber für das vordere, das dann eine Unterrammung von 7 bis 8 m langen Holzpfählen in etwa 2 m Abstand erhielt. Abb. 5 zeigt die Anordnung des Hauptrammbetriebes: Ganz hinten ist die Gerüstramme zu sehen; es folgt die Pfahlramme, gerade fertig gemacht zum Schlagen eines schrägen Druckpfahles; darauf die Bohlenramme, und ganz vorn das auf einem Unterwagen fahrbar eingebaute Spülgerät zum Ausspülen der Spandwandnuten mittels Druckwassers zwecks nachheriger Einbringung eines Nutenbeutels, der mit dünnflüssigem Zementmörtel gefüllt wird.

Die Rammung gestaltete sich bei den gegebenen Bodenverhältnissen im allgemeinen recht günstig. Meist konnte ohne Vorspülen der Pfähle und Bohlen ausgekommen werden.

Die weitere Herstellung der Kaimauer vollzog sich nach einem straff geregelten Plan. Nach der Rammung und der Dichtung der Nuten wurde das Planum für die Kaimauerplatte hergestellt und mit Schalung ausgelegt, die Pfahlköpfe wurden gekappt und Eiseneinlagen und Schalung aufgestellt. Danach setzte das Betonieren der Platte ein. War diese so weit erhärtet, daß man auf ihr verkehren konnte, so wurde die Schalung für den Kaimaueraufbau aufgestellt. In diese wurden die eisernen Bolzen für die Kaimauerausrüstung eingelassen und nachher mit einbetoniert. Die Betonierung der Kaimauer vollzog sich in der Weise, daß die fertige Betonmischung in $^3/_4$-m^3-Loren auf einem Transport- und Schüttgerüst von der Mischanlage an die Verwendungstelle herangebracht wurde. Der Beton wurde dort auf eine hölzerne Rutsche ausgekippt und glitt von hier in den zu betonierenden Bauteil. Für die Schüttung wurden zwei verschiedene

Abb. 6. Betonierung einer Kaimauerstrecke vom Schüttgerüst aus.

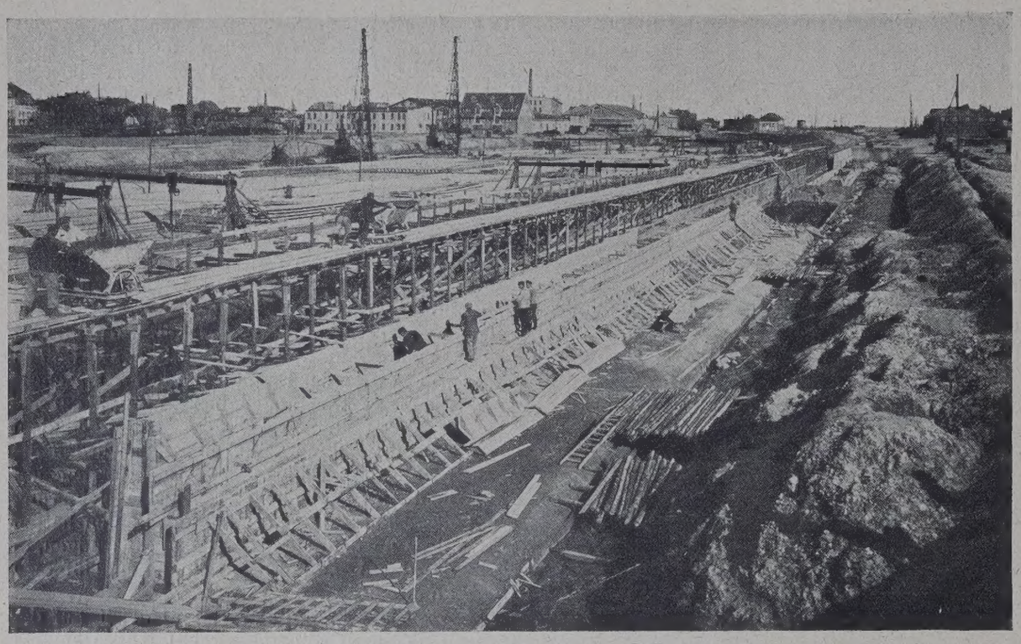


Abb. 7. Kaimauerstrecke in verschiedenen Stadien der Herstellung.

Rutschen benutzt: eine längere und flachere für die Betonierung der Kaimauerplatte, eine kürzere und steilere für die Betonierung des Mauerkörpers. Abb. 6 zeigt die Betonierung einer Kaimauerstrecke vom Schüttgerüst aus. Da eine häufige Umsetzung der Mischanlage nicht möglich war, ergaben sich zeitweise ziemlich lange Transportwege bis zu etwa 300 m Länge. Der Beton gelangte in weicher, breiartiger Form zur Verwendung, so daß, abgesehen von dem notwendigen Umschaufeln des Betons, kaum eine weitere Bearbeitung notwendig wurde. Besondere Aufmerksamkeit wandte man allerdings dem Beton an der künftigen Außenseite der Kaimauer zu. Hier wurde die Masse mit kleinen Rührern sorgfältig bearbeitet, um eine möglichst dichte, von Blasen und Steinnestern freie Außenfläche zu erzielen, was bei der geübten Sorgfalt auch durchweg erreicht wurde.

Abb. 7 zeigt eine längere Kaimauerstrecke in den verschiedenen Stadien der Herstellung. Im Vordergrunde wird die Schalung für den Mauerkörper auf der betonierten und erhärteten Platte aufgestellt; dahinter liegt ein Abschnitt, in dem die Kaimauerplatte betoniert wird, und noch weiter zurück sieht man einen Abschnitt, in dem die gerammten, aber noch nicht gekappten Pfahl- und Bohlenköpfe aus der Erde hervorsehen. Im Anschluß daran sieht man ein kurzes Stück der fertigen Kaimauer des Bauabschnittes I. Vor der im Bau befindlichen Kaimauerstrecke sieht man das Schüttgerüst, daneben den Pfahl- und Bohlenlagerplatz mit den Hebegerüsten und weiter hinten die beiden Rammen in der westlichen Baugrube.

Abb. 8. Betonierung von der Schüttbrücke aus.

Für einen Teil der westlichen Kaimauer der Fischereihafenerweiterung war die Betonierung der Kaimauer vom Schüttgerüst nicht mehr durchführbar. Die Bauarbeiten waren so weit vorgeschritten, daß auf der Strecke zwischen der Mischanlage und der Betonierungsstelle über den vor der Kaimauer liegenden Boden zu Hinterfüllungszwecken verfügt werden mußte. Für diese Kaimauerstrecke mußte das Zuführungsgleis deshalb hinter die Baugrube verlegt und die Verbindung von diesem mit der Verwendungsstelle durch eine fahrbare Schüttbrücke hergestellt werden. In Abb. 8 ist diese dargestellt. Der Unterbau besteht aus je zwei Unterwagen von Kipploren, worauf die beiderseitigen Joche aus Kanthölzern aufgebaut sind. Die Balken sind aus zwei Rammkienen gebildet. Die seitliche Verschiebung geschah durch zwei auf dem Unterwagen aufgestellte Handwinden. Für die Schüttung sind in der oberen Abdeckung zwei Schütttrichter angeordnet, einer über der Mitte des Mauerkörpers, der andere über der Mitte der Kaimauerplatte. In diese wurde der Inhalt der Loren gekippt. Es ist wohl ohne weiteres einleuchtend, daß bei diesem Betriebe nicht die gleichen Leistungen wie bei der Betonierung vom Schüttgerüst erreicht werden konnten. Die mit dem Fortschreiten der Betonierung notwendige häufige Verschiebung der Schüttbrücke wie auch der Anschlußdrehscheibe bedingten Zeitaufenthalte, die beim Schütten vom Schüttgerüst nicht in Frage kommen konnten.

Schließlich seien noch einige Worte über die Anordnung der Dehnungsfugen gesagt, da die Frage der Anordnung und Ausbildung der Dehnungsfugen bei derartigen langen Eisenbetonkaimauern wie im vorliegenden Falle besondere Bedeutung gewinnt. Die Ausbildung der Dehnungsfugen ist aus Abb. 1 ersichtlich. Die Platte des einen Kaimauerabschnittes greift in die des anderen mit einer Verzahnung ein, wohingegen die Mauerkörper stumpf gegeneinanderstoßen. Die Dehnungsfugen waren zunächst in Abständen von rd. 50 m vorgesehen. Das Auftreten größerer Schwindrisse war jedoch die Veranlassung, diesen Abstand während der Bauausführung auf rd. 32 m herabzusetzen.

Ein zuverlässiges Urteil über die bisherige Bewährung der Kaimauern kann bei dem noch nicht lange zurückliegenden Zeitpunkte der Inbetriebnahme wohl kaum gegeben werden.

Um nach Ausbaggerung und Inbetriebnahme des Hafens die Bewegung der Kaimauern fortlaufend beobachten zu können, wurden in Abständen von etwa 100 m Bolzen in die Abdeckplatte einbetoniert und gegen rückwärtige Festpunkte eingemessen. Die Einmessung der Bolzen wird alljährlich einmal vorgenommen. Bisher haben zwei solcher Nachmessungen stattgefunden. Die Ausweichungen der Kaimauern betrugen im allgemeinen 1,0 bis 1,5 cm, nur an zwei Stellen 3,0 cm. Diese Ausweichungen waren bereits bei der ersten Nachmessung vorhanden; die zweite Nachmessung ergab keine Veränderungen, so daß die Mauern als zum Stillstande gekommen zu betrachten sind. Die Ausweichungen halten sich in den Grenzen des Zulässigen und lassen einen Rückschluß auf die hinreichende Sicherheit der Konstruktion zu.

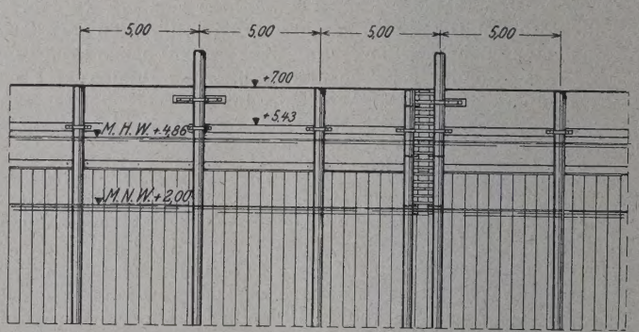


Abb. 9. Anordnung der Streichpfähle und Fenderbalken.

Weiterhin seien einige Bemerkungen über die Ausrüstungen der Kaimauern mit Streichpfählen und Fenderbalken gemacht. Abb. 9 zeigt die bei der Fischereihafenerweiterung getroffene Anordnung. Zum Schutze der Mauer sind Streichpfähle in Entfernungen von 5 m angeordnet, jeder zweite reicht 1,5 m über Kaimaueroberkante hinaus, um bei Sturmfluten ein Aufsetzen von Schiffen zu verhindern. Zwischen den Streichpfählen verläuft auf mittl. Ord. + 5,28 C.N. ein 20×30 cm starker Fenderbalken. Fenderbalken und Streichpfähle sind mittels eiserner Bügel an Bolzen befestigt, die in die Kaimauern einbetoniert sind. Die über die Kaimauern hinausragenden Streichpfähle werden außerdem noch durch kurze Knaggen auf mittl. Ord. + 6,43 C.N. gehalten. In Abständen von 40 m sind zwischen je zwei dicht nebeneinander gesetzten Streichpfählen hölzerne Steigleitern angebracht. Nachträglich ist an den Mauern mit tiefliegender Platte auf Ord. + 3,78 noch ein zweiter Fenderbalken angebracht worden, der aus Sparsamkeitsgründen zunächst fortgelassen war, mit dessen späterer Anbringung man aber von vornherein gerechnet hatte. Aus diesem

Grunde waren dort, wo später die Bolzen einzubetonieren waren, hölzerne Dübel einbetoniert.

Die mit dem Hafenbau verbundenen Erdarbeiten wurden in der Weise durchgeführt, daß die Aushubarbeiten durch die den Kaimauerbau ausführende Firma Christiani & Nielsen, Hamburg, bewerkstelligt wurden, während die Hinterfüllungs- und Geländeaufhöhungsarbeiten durch den staatlichen Eigenbetrieb zur Ausführung kamen. Die Hinterfüllung der Kaimauern ging in der Weise vor sich, daß zunächst unmittelbar hinter der Mauer hinterfüllt wurde, um der Kaimauerplatte die nötige Auflast zu geben, und dann die Hinterfüllung nach rückwärts fortgesetzt wurde. Die Belastung der Platte wurde fast durchweg mit Hilfe von auf der Kaimauer stehenden Drehkranen vorgenommen, wobei der unmittelbar vor der Mauer liegende Boden Verwendung fand. Die Aufhöhung der weiter nach hinten liegenden Flächen geschah in Lorenbetrieb mit Pferden. Für diese Arbeiten wurde der erforderliche Boden in der Hauptsache aus der Hafenfläche des Bauabschnitts I entnommen. Der zur Verwendung gekommene Boden besteht zu etwa 75% aus Sand und zu etwa 25% aus Klei. Bei allen Erdarbeiten wurde großes Gewicht auf sorgfältige Einstampfung des Bodens gelegt, weil ein großer Teil der aufgehöhten Flächen nach verhältnismäßig kurzer Zeit überbaut bezw. eingepflastert werden mußte. Es ist jedoch erreicht worden, daß sich nirgends unliebsame Setzungen von Gebäudeteilen oder Sackungen des Untergrundes gezeigt haben.

Die Ausbaggerung des Hafenbeckens wurde nach Fertigstellung der Kaimauern im Bauabschnitt I Mitte April 1921 in Angriff genommen. Diese Arbeit war an die Hanseatische Baugesellschaft Bremen vergeben, die die etwa 315 000 m³ umfassende Naßbaggerung in etwa 6 Monaten ausführte. Um die Kaimauern nicht sofort dem vollen Erddruck auszusetzen, geschah die Baggerung in der Weise, daß zunächst auf größere Länge ein bis Ord. — 1,0 C.N. liegender Schnitt genommen wurde und dann von Zeit zu Zeit der zweite bis — 3,0 C.N. reichende Schnitt nachgeholt wurde. Abb. 10 zeigt den Bagger in der Arbeit vor der Einfahrt zum neuen Fischereihafen.

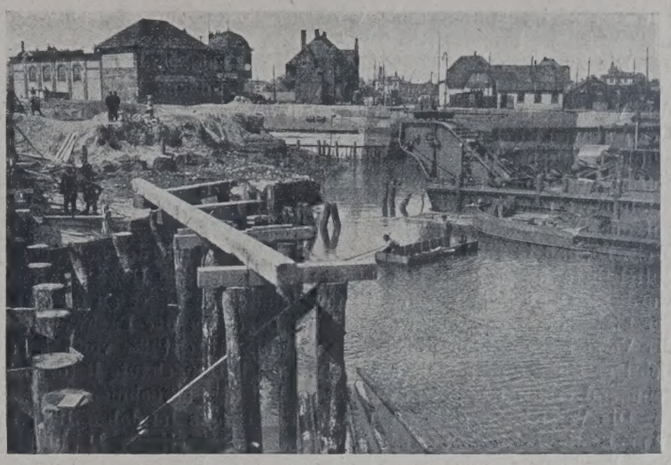


Abb. 10. Der Bagger an der Arbeit vor der Einfahrt zum neuen Fischereihafen.

Bei den staatlicherseits hergestellten Hochbauten handelt es sich um die Fischhallen 4 bis 6 und die Versteigerungshallen 3 bis 6, sowie um eine Erweiterung des Fischversandbahnhofs und der Versteigerungshallen 1 u. 2. Die Fischhallen sind in Abteile unterteilt, die an die einzelnen Fischversandfirmen vermietet sind. Die Fischhallen sind 150 m lang und 20 m breit; sie enthalten 15 Normalabteile von 10×20 m Grundfläche. Das Normalabteil enthält im Erdgeschoß einen Packraum und einen isolierten Eisraum, im Obergeschoß nach der Hafenseite die Bureauräume, nach der Straßenseite einen Lagerraum für die Lagerung von Packmaterial.

Da die Fischhallen auf aufgeschüttetem Boden stehen, haben sie Eisenbetonfundamente erhalten. Aus Eisenbeton ist ferner die Decke des Obergeschosses ausgeführt, während die Mauern in Backsteinmauerwerk, der Dachstuhl in Holz errichtet sind.

Bei der 1920 erbauten Fischhalle 4 bestehen die Wände zwischen den einzelnen Abteilen aus massivem Backsteinmauerwerk; sie sind zum Tragen der Obergeschoßdecke mit herangezogen. Bei den Fischhallen 5 u. 6 hat man die Ausführung in der Weise geändert, daß die Obergeschoßdecke nur durch Eisenbetonstützen getragen wird. Der Abschluß gegen die Nachbarabteile wird durch zwischen die Stützen gespannte freitragende Hohlsteinwände erzielt, die nötigenfalls leicht entfernt werden können. Auf diese Weise lassen sich leicht mehrere Abteile zu einem Großabteil vereinigen. In der Fischhalle 5 ist man den Wünschen einzelner Großfirmen noch weiter entgegengekommen, indem besondere Großabteile eingerichtet wurden, die man in bezug auf die bauliche und räumliche Ausgestaltung den besonderen Wünschen der Mieter anpaßte.

Der Bau der Fischhallen mußte mit Rücksicht auf die Bedürfnisse des Fischmarktes mit möglichster Beschleunigung durchgeführt werden. In besonderem Maße galt das für die zunächst zu errichtende Fischhalle 4. Um dies zu erreichen, teilte man das Gebäude entsprechend den beiden in der Obergeschoßdecke befindlichen Dehnungsfugen in drei Arbeitsdrittel, in denen nach und nach die einzelnen Unternehmer mit ihren Arbeiten beginnen konnten. Durch diese Arbeitsweise wurde ein zeitiges Einsetzen der für den inneren Ausbau in Frage kommenden Handwerker, wie Tischler, Maler, Glaser und Elektriker ermöglicht. Die Bauzeit für die Fischhalle 4 betrug mit Ausnahme der Fundamente, die schon vorher fertiggestellt worden waren, 5½ Monate. Beim Bau der Fischhallen 5 u. 6 ist der gleiche Grundsatz für die Abwicklung der einzelnen Bauarbeiten befolgt worden; eine Abkürzung der Fertigstellungszeit konnte verschiedener ungünstiger Umstände wegen, wie z. B. frühzeitiges Einsetzen und lange Dauer des Winters, zeitweiser Baustoffmangel, nicht erzielt werden. Besondere Beachtung verdient bei diesem Bau der bei den Erdarbeiten für die Fundamente befolgte Arbeitsvorgang. Bei den Fischhallen 5 u. 6 waren die Eisenbetonbankette mit der Sohle etwa 3 m unter Erdoberfläche zu legen, weil man die darüberliegenden, zu verschiedenen Zeiten aufgebrachten Bodenschichten wegen der zu erwartenden ungleichmäßigen Setzung für die Gründung als nicht zuverlässig genug erachtete. Für die Lagerung des nicht unbedeutenden Bodenaushubs wäre bei dem allgemeinen Raummangel kein Platz zu schaffen gewesen. Die bauausführende Firma Carl Brandt, Hamburg, half sich nun dadurch, daß sie den an einer Stelle gewonnenen Boden an anderer Stelle sofort wieder zum Einschütten der Fundamente verwandte. Nur zu Beginn der Arbeiten mußte ein Teil des Bodenaushubs anderweitig verwandt werden, für den dann am Schluß der Arbeit Ersatz aus dem Hafenbecken beschafft werden mußte. Aus Abb. 11 ist der geschilderte Arbeitsvorgang zu ersehen. Im Vordergrunde wird der Boden mit Hilfe von zwei Baukranen

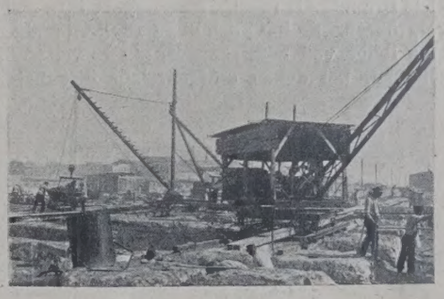


Abb. 11. Aushub der Fundamente für die Fischhallen 5 u. 6.

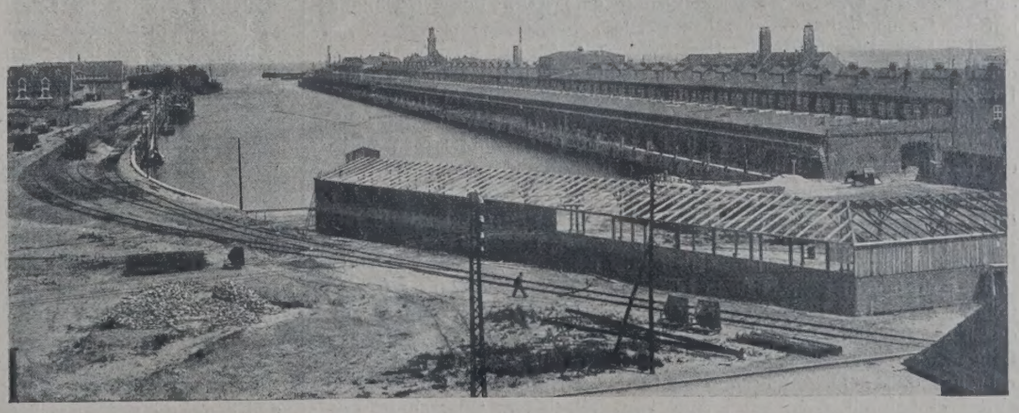


Abb. 12. Gesamteindruck der fertigen Anlage.

gewonnen; im Hintergrunde wird der Boden zum Zuschütten der fertiggestellten Fundamente benutzt.

Die zwischen den Fischhallen und der Kaifläche liegenden Versteigerungshallen haben eine Breite von 17 m und sind mit Ausnahme der Versteigerungshallen 1 u. 2 mit hölzernen Bindern überdacht. Der geringen Konstruktionshöhe wegen haben die Binder eine Mittelstütze erhalten. Da der Raum auf der Baustelle sehr knapp war, wurden die Binder auf besonderen in der Nähe gelegenen Werkplätzen verzimmert und vollkommen fertiggestellt kurz vor der Aufstellung auf der Baustelle angeliefert. Die Aufstellung geschah in einfacher Weise so, daß je zwei zusammengehörige Binder mit der angehängten Mittelstütze durch zwei Hebeböcke in die richtige Höhe gewunden wurden. Die Träger wurden in das landseitige Lager an der Wand der Fischhalle bezw. das wasserseitige Lager an der Fachwerkwand der Versteigerungshallen eingesetzt und die Mittelstütze vorläufig auf richtiger Höhe unterstützt, bis der um sie herumgebaute Betonsockel genügend erhärtet war, um die Last selbst zu übernehmen.

Die Versteigerungshallen 1 u. 2, die bereits im Jahre 1908 mit 12 m Breite hergestellt worden waren, haben eiserne Dachbinder. Nach Fertigstellung der neuen Kaimauer, deren Flucht gegenüber dem hölzernen Bohlwerk vorgelegt war, konnten die Binder unter Verstärkung des alten Teiles um 5 m verlängert werden.

Für die Eindeckung der Dächer ist doppelte Papplage auf gespundeter Schalung gewählt worden. Die Beleuchtung der Hallen geschieht durch in den wasserseitigen Fachwerkwänden über den Schiebetoren angebrachte Fenster und durch auf den Dächern angeordnete Oberlichter.

Einer besonders sorgfältigen Ausbildung bedarf der Fußboden in den Versteigerungshallen, da er einerseits durch den Verkehr mit schweren Lastautomobilen stark beansprucht wird und anderseits durch den Fischschlamm und die häufigen Reinigungen mit starkem Wasserstrahl starker Abnutzung unterliegt. Der Fußboden wurde in der Weise ausgeführt, daß auf eine 15 cm starke Betonunterlage in Mischung 1:8 eine 4 cm starke Gußasphaltschicht aufgebracht wurde. Der Asphaltmasse wurde zur Erreichung größerer Haltbarkeit schwedischer Granitkies beigemengt. Die Fußböden haben sich bisher gut bewährt.

Die staatlicherseits ausgeführten Hochbauten sind in Ziegelrohbau ausgeführt worden. Jede reichere Ausgestaltung ist vermieden worden, jedoch ist es durch die Anordnung der Gesamtanlage durch die Aufteilung der Flächen und durch geeigneten Anstrich der Türen und Fenster erreicht worden, daß der Gesamteindruck ein durchaus freundlicher ist. Die Anlagen des Cuxhavener Fischmarktes sind ein Beispiel dafür, daß sich auch bei reinen Nutzbauten ohne besonderen Aufwand eine gute künstlerische Wirkung erzielen läßt. Abb. 12 gibt den Gesamteindruck der fertigen Anlage wieder.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere Eisenbetonbauten bei der Ilse, Bergbau-Aktiengesellschaft.

Von Dr.-Ing. Walter Nakonz, Regierungs- und Baurat a. D., Vorstandsmitglied der A.-G. f. Beton- u. Monierbau.

Die durch den Krieg und seinen unglücklichen Ausgang bedingte Umstellung der deutschen Volkswirtschaft hat eine beträchtliche Steigerung unserer Braunkohlenerzeugung notwendig gemacht und viele Braunkohlenwerke gezwungen, ihre Anlagen auszubauen und zu vergrößern. So hat auch die Ilse, Bergbau-A.-G., in den letzten Jahren eine Reihe von bemerkenswerten Erweiterungen und Neuanlagen geschaffen, bei denen umfangreiche Eisenbetonbauten zur Ausführung gelangt sind; von ihnen sollen im nachstehenden ein Kohlenbunker auf der Grube Erika, einige Kunstbauten bei der Verlegung der Schwarzen Elster, ein Wasserwerk und eine 700 m lange Hochbahn auf der Grube Marga beschrieben werden.

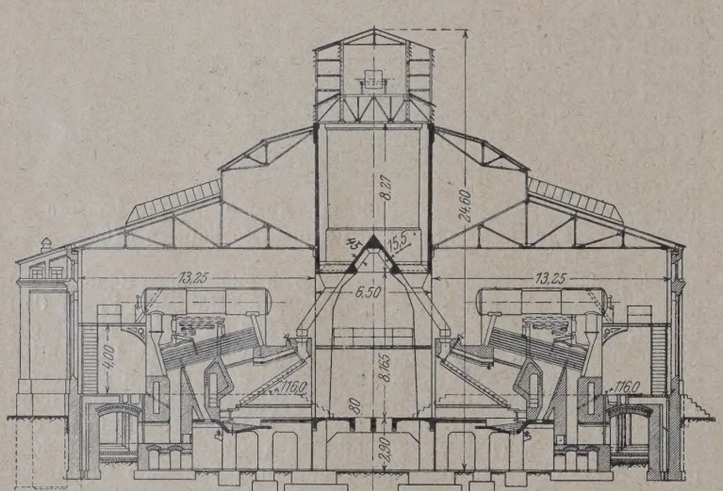


Abb. 1. Schnitt *A—B*.

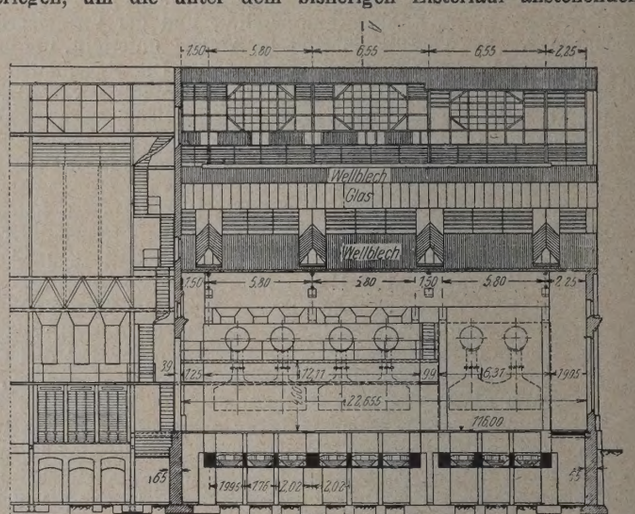


Abb. 2. Schnitt *C—D*.

Im Jahre 1922 baute die Ilse, Bergbau-A.-G., auf ihrer Grube und der dazugehörigen Brikettfabrik Erika einige neue Brikettpressen ein. Im Zusammenhange hiermit mußten auch neue Kessel aufgestellt werden, die eine Erweiterung des Kesselhauses bedingten. Sie wurde durch einen in den Abb. 1 u. 2 im Quer- und Längsschnitt dargestellten Anbau an das vorhandene Kesselhaus gewonnen.

Die Kessel stehen in zwei Reihen; dazwischen befindet sich der Eisenbetonbunker, von dem aus die Feuerungen selbsttätig mit Kohle beschickt werden. Er besteht gemäß den Abb. 3 u. 4 aus drei in einer Reihe angeordneten Zellen von 6,5 m Breite, 8,27 m Höhe und 5,9 m, 6,55 m bezw. 6,65 m Länge, die zusammen 900 m³ Braunkohle fassen. Die Beschickung geschieht, wie Abb. 1 erkennen läßt, durch ein über der Mitte des Bunkers angeordnetes Förderband. Die Längswände der Zellen sind senkrecht; fast die gesamte Kohlenlast ruht auf den beiden Schrägböden in der Mitte des Bunkers, die zu einem einheitlichen starren Träger von dreieckigem Querschnitt verbunden und durch Querrippen ausgesteift sind. Die Bunkerstützen sind rahmenartig ausgebildet und auf der Heizerstanddecke gelenkig gelagert. Einzelheiten der Bunker und ihrer Stützen sind aus den Abb. 3 bis 6 zu entnehmen.

Im Jahre 1922 entschloß sich die Ilse, Bergbau-A.-G., den Flußlauf der Schwarzen Elster oberhalb der Stadt Senftenberg auf eine Länge von rd. 10 km zwischen den Dörfern Neuwiese und Tätzschwitz zu verlegen, um die unter dem bisherigen Elsterlauf anstehenden Braunkohlen gewinnen und die in der Nähe befindlichen Tagebauten wirksamer als bisher gegen Hochwasser schützen zu können. Die Arbeiten wurden im Laufe des Sommers 1922 begonnen und etwa im Laufe eines Jahres durchgeführt. Der neue Elsterlauf erhielt 10 m Sohlenbreite, zweifache Böschungen und Vorländer von etwa 6 m Breite. Der ausgebaggerte Boden wurde in Deichen rechts und links des Flußlaufes angeschüttet. Zur Überquerung des neuen Flußlaufes mußten fünf Brücken hergestellt werden. Weitere Kunstbauten waren ein bewegliches Wehr von 1,50 m Gefälle, ein Düker von rd. 60 m Länge, ein größerer Durchlaß und eine Reihe von kleineren Einlässen, Schleusen u. dergl. im Zuge der einmündenden Gräben.

Vier von den Brücken sind als durchlaufende Balken auf vier Stützen mit einer Mittelöffnung von 10,8 m Spannweite und Seitenöffnungen von je 7,2 m Spannweite ausgeführt. Die nutzbare Breite beträgt bei zwei Straßenbrücken 4 m für den Fahrdamm und je 0,5 m für die beiderseitigen Fußwege, das sind zusammen 5 m, und bei zwei Wirtschaftsbrücken 3 m für den Fahrdamm und je 0,5 m für die beiderseitigen Fußwege, das sind zusammen 4 m. Die Berechnung der Straßenbrücken ist für einen 20-t-Wagen und 400 kg/m² Menschengedränge, die der Wirtschaftsbrücken für einen 6-t-Wagen und gleichfalls 400 kg/m² Menschengedränge durchgeführt. In den Abb. 7 bis 9

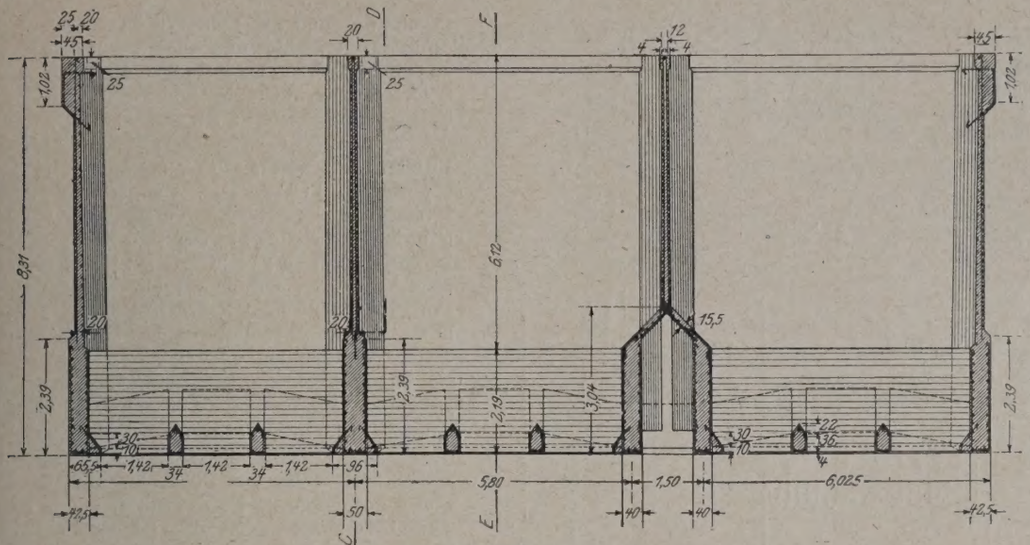


Abb. 3. Schnitt *A—B*.

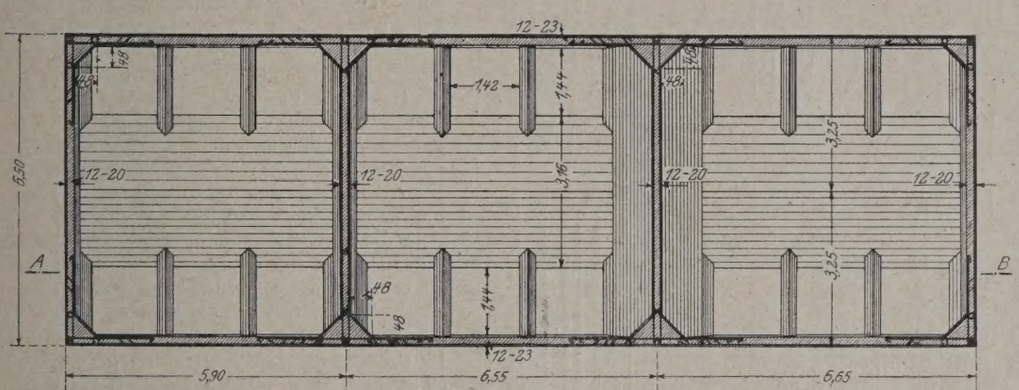


Abb. 4. Grundriß.

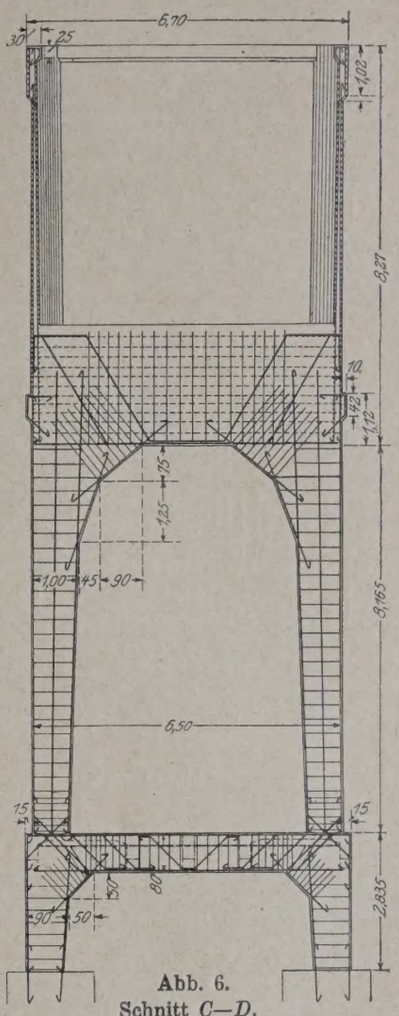


Abb. 6.
Schnitt *C—D*.

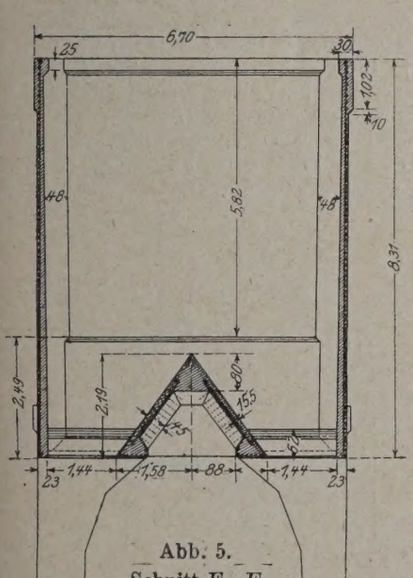


Abb. 5.
Schnitt *E—F*.

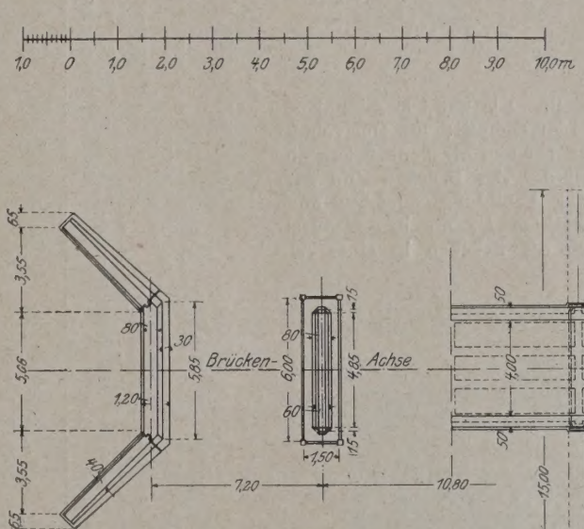


Abb. 8.

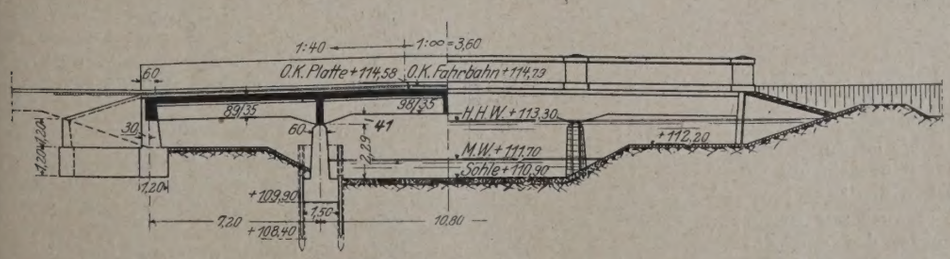


Abb. 7.

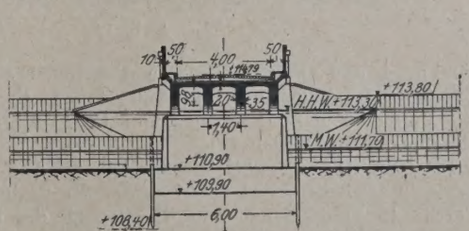


Abb. 9.

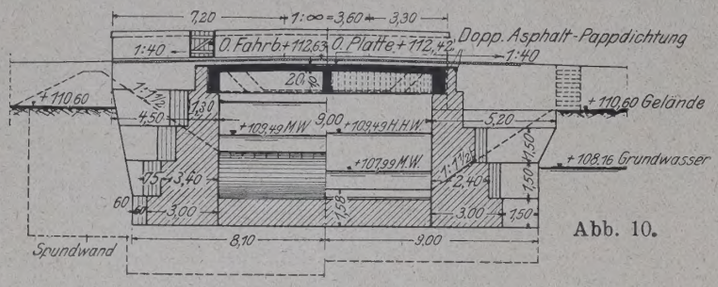


Abb. 10.

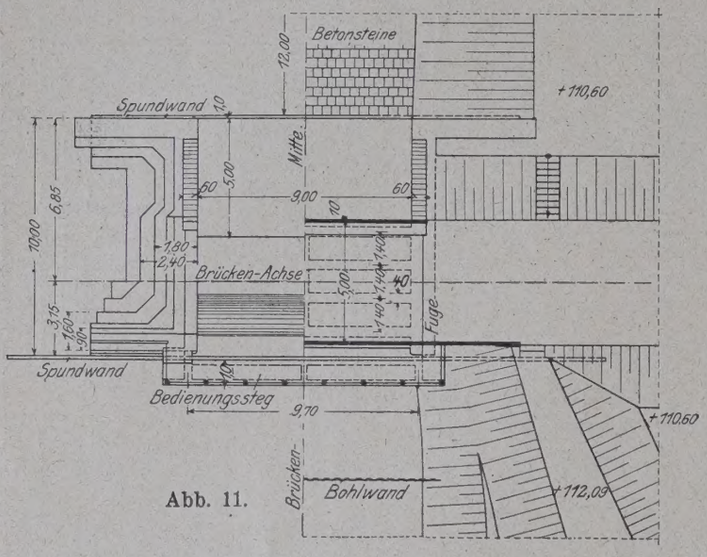


Abb. 11.

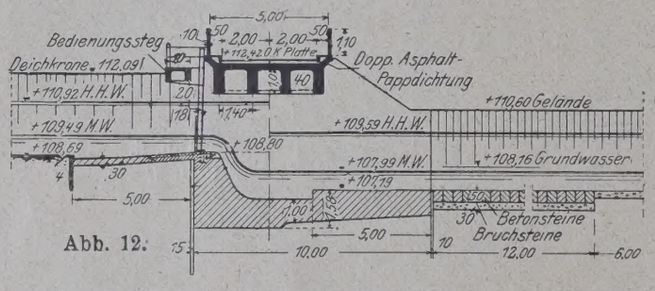


Abb. 12.

sind die beiden Straßenbrücken dargestellt. Die um 1 m schmaleren Wirtschaftsbrücken haben denselben Längsschnitt; im Querschnitt sind indessen statt der vier Längsträger bei den Straßenbrücken nur deren drei vorhanden. Die Strompfeiler der vier Brücken sind zum Teil zwischen Spundwänden, wie in der Abbildung, zum Teil auch auf Pfählen gegründet. Die Wasserhaltung ist durchweg mittels Grundwassersenkung bewirkt. Da sich die Brücken in einer rein

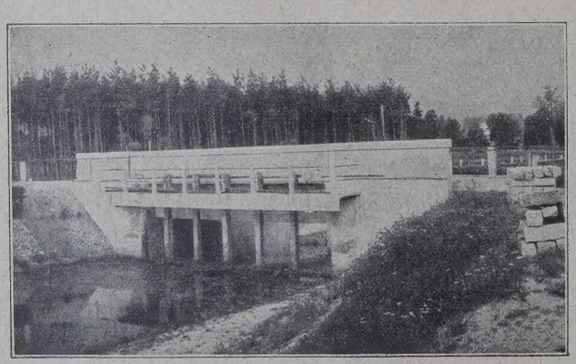


Abb. 13.

ländlichen und abgelegenen Gegend befinden, sind sie als reine Nutzbauwerke in einfachster Weise ausgeführt. Unter den Brücken sind die Vorländer auf eine Länge von 15 m mit Bruchsteinen und die Böschungen mit Basaltsäulen abgepflastert. Die Sohle ist durch eine 0,3 m starke Lage Schüttsteine gesichert. Aus der Baugeschichte ist noch zu erwähnen, daß bei einer der Straßenbrücken das Lehrgerüst bereits 48 Stunden nach der Herstellung des Überbaues aus Eisenbeton unfreiwillig durch Hochwasser entfernt wurde, das den Abschlußdamm zwischen dem neuen Elsterlauf und der alten Elster

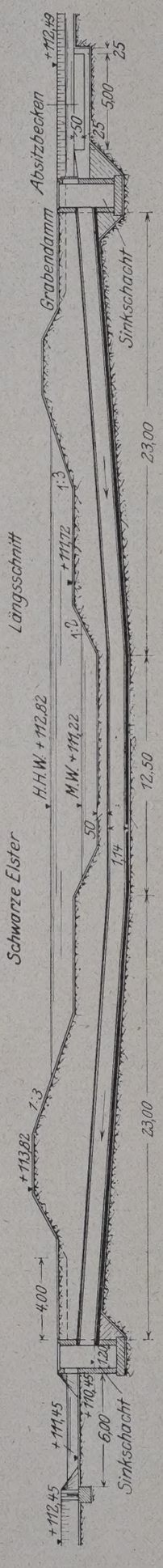


Abb. 14.

durchbrach und das Lehrgerüst in der Mittelöffnung unterspülte und wegriß. Trotz dieses zu frühen Ausrüstens sind nicht die mindesten Schäden, auch nicht der kleinste Riß an dem Tragwerk aufgetreten: ein Beweis für die Güte des verwendeten Zements (Marke Thyssen, Rittergut Rüdersdorf), des verwendeten Betons (Splittbeton 1:3:2) und der gewissenhaften Bauausführung; der Eisenbetonüberbau war ohne jede Arbeitsfuge in Tag- und Nachtschicht hergestellt worden; nicht zuletzt hierauf war es zurückzuführen, daß die mit normalbindendem Portlandzement hergestellte Brücke trotz des gewaltsamen Ausrüstens nach bereits zwei Tagen vollkommen rissefrei blieb.

Die fünfte Brücke ist mit dem oben erwähnten Wehr von 1,5 m Gefälle vereinigt worden. Die Abb. 10 bis 12 veranschaulichen die Anlage. Der Wehrverschluß besteht in einfachster Weise aus hölzernen Tafeln, die sich gegen annähernd senkrecht stehende hölzerne Losständer legen. Diese lehnen sich oben gegen die Brücke und ruhen unten in eisernen Schuhen, die auf der Wehrschwelle verankert sind. Die lichte Weite der Wehröffnung beträgt 9 m. Das Bauwerk ist oberhalb durch eine 15 cm und unterhalb durch eine 10 cm starke Spundwand gesichert. Im übrigen ist die Gründung in abgeböschter Baugrube unter Grundwassersenkung ausgeführt. Die Brücke hat 5 m Nutzbreite, und zwar 4 m für den Fahrdamm und je 0,5 m für die beiderseitigen Fußwege. Nach dem Oberwasser zu ist ein 1 m breiter und 9,7 m weit gespannter Bedienungssteg, der auf Eisenbetonkragträgern ruht, angeordnet, um die Bedienung der Schütztafeln zu erleichtern. Die Sicherung der Flußsohle geschieht im Oberwasser auf eine Länge von 5 m durch eine 0,3 m starke Eisenbetonplatte. Im Unterwasser sind auf eine Länge von 12 m, 50 m hohe Betonsteine auf einer 0,3 m starken Schicht Bruchsteinen versetzt; weitere 6 m der Sohle sind durch eine i. M. 0,5 m starke Steinpackung gesichert. Die Böschungen haben im Oberwasser und im Unterwasser auf eine Länge von je 12 m eine Abpflasterung mit Basaltsäulen erhalten; an dieses Pflaster schließt sich noch im Oberwasser eine 27 m und im Unterwasser eine 22,5 m lange Steinpackung.

Die Abb. 13 zeigt eine Ansicht des fertigen Bauwerkes.

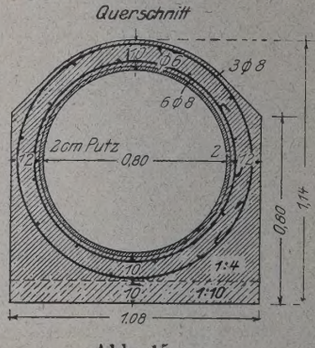


Abb. 15.

In den Abb. 14 u. 15 ist ein Düker dargestellt, durch den das Wasser aus einigen Gräben auf der rechten Seite des neuen Elsterlaufes nach der linken Seite hin durchgeführt wird. Seine lichte Weite beträgt 0,8 m. Er wurde in trockener Baugrube unter Grundwassersenkung hergestellt. Acht Tage, nachdem das Eisenbetonrohr betoniert war, wurde er bereits in Benutzung genommen, obwohl der neue Elsterlauf noch nicht gefüllt und daher ein äußerer Gegendruck gegen den Innendruck nicht vorhanden war. (Schluß folgt.)

Unterschied in der Empfindlichkeit zwischen Zapfenlagerung und Schneidenlagerung bei Dehnungsmessern.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Findeisen**, Reg.-Baurat im Versuchs- und Materialprüfungsamt an der Technischen Hochschule Dresden.

Das Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in der „Bautechnik“ 1924, Heft 51, wird die Konstrukteure der Spannungs- und Schwingungsmesser ab und zu vor Aufgaben stellen, deren Lösungen eingehender Prüfung zu unterziehen sind. Hierzu gehört auch die Frage der Lagerung der Hebeldrehpunkte, denn ohne Einbau von Hebeln oder ähnlichen Bauteilen in derartige Feinmeßgeräte ist die erforderliche Übersetzung nicht zu erreichen.

Am gebräuchlichsten sind Zapfenlagerung und Schneidenlagerung. Neben dem konstruktiven Unterschiede dieser beiden Arten ist nun auch ein solcher hinsichtlich der Empfindlichkeit[1]) festgestellt worden, und es dürfte von Interesse sein, diesen Unterschied in der Empfindlichkeit im folgenden an zwei Beispielen und an Hand von Zahlen, die durch eingehende Versuche gewonnen worden sind, zu besprechen.

Das eine Instrument stellt den in den Jahren 1913/14 vom Verfasser verwendeten Spiegelapparat mit Hebelübersetzung[2]) (Übersetzung 1 : 10000) dar, dessen Hebel in Schneiden gelagert waren, und das andere Meßgerät ist der vielfach genannte Spannungsmesser von Okhuizen (Übersetzung etwa 1 : 367), bei dem man von einer Lagerung der Hebel in Zapfen sprechen kann.

Nach Fertigstellung eines derartigen Instrumentes tritt an den Konstrukteur immer die Frage heran: Wie ist das Meßgerät am sichersten zu eichen? Hierzu gibt es im vorliegenden Falle zwei Wege, die darin bestehen, daß man entweder die Hebellängen mißt und daraus die Übersetzung berechnet, oder daß man den Apparat an einen besonderen Eichstab ansetzt und aus dessen bekannten Dehnungen die Übersetzung unmittelbar durch den Versuch feststellt. Da die Einrichtungen vorhanden waren, so sind die zwei zur Erörterung stehenden Meßgeräte nach beiden Arten geeicht worden.

1. Spiegelapparat mit Hebelübersetzung.

Die Längen der Hebel, im ganzen drei Stück, sind mit dem Zeißschen Dickenmesser von Abbe auf $^1/_{10000}$ mm bestimmt worden. Daraus ist dann eine vierte Größe D, nämlich der Skalenabstand oder die Länge des optischen Zeigers so berechnet worden, daß sich die Ablesungen im Fernrohr 10000 mal größer ergaben als die wirklichen Längenänderungen. Unter dieser Annahme ergab sich D beispielsweise zu 2588,4 mm. Damit war das Instrument eigentlich gebrauchsfertig, aber man durfte sich damit nicht begnügen. Zur Kontrolle wurde auch noch das zweite von den angeführten Eichverfahren erprobt. Der verwendete Eichstab des Versuchs- und Materialprüfungsamtes Dresden mit kreisrundem Querschnitt bestand aus Tiegelstahl; seine Dehnungen waren durch unmittelbare Gewichtsbelastung im Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem bestimmt worden. Aus der Feinmeßlänge $l = 0{,}98$ cm des Apparates, seiner errechneten Übersetzung 1 : 10000 und den gegebenen Dehnungen des Eichstabes konnte berechnet werden, daß der Ausschlag an der Skala $a = 47{,}2$ mm betragen muß, wenn der Eichstab mit 5000 kg belastet wird, wenn die gemessenen Hebellängen richtig sind und das Instrument keinen toten Gang hat. Der Apparat wurde längs ein und derselben Mantellinie an zehn verschiedenen Stellen des Stabzylinders angesetzt, wobei sich die in folgender Zahlentafel zusammengestellten Ablesungen ergaben.

Meßstelle	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
a mm	47,4	47,0	46,8	47,3	47,6	47,3	47,2	47,6	47,4	47,5

Mittel $a = 47{,}3$ mm.

Der Vergleich zwischen dem Soll- und Ist-Wert war außerordentlich befriedigend. Die Abweichung ist verschwindend, da berücksichtigt werden muß, daß die mit dem Spiegelapparat gemessenen Werte zehnmal genauer sind als der Wert $a = 47{,}2$ mm, der mit einem Instrument gefunden wurde, dessen Übersetzung nur 1 : 1000 betrug.

2. Spannungsmesser von Okhuizen.

Vor kurzem trat das Oberbaubureau der Reichsbahndirektion Dresden zwecks Nachprüfung der Eichung seiner vier Okhuizen-Apparate an das Versuchs- und Materialprüfungsamt Dresden heran. Die Übersetzung war vom Erfinder für alle vier Instrumente gleich groß angegeben. Sie betrug 1 : 367 und wurde, wie zu erfahren war, dadurch festgestellt, daß eine absichtlich herbeigeführte Veränderung der Feinmeßlänge mit einer aus Mikrometerschraube bestehenden Vorrichtung gemessen und mit dem dazugehörigen Ausschlag des Schreibstiftes in einfache rechnerische Beziehung gesetzt worden war. Bei diesem Verfahren hat zwar zunächst keine unmittelbare Messung der Hebellängen stattgefunden, sie entspricht aber doch mehr der zuerst angeführten Art der Eichung, so daß für das Dresdner Amt die Aufgabe darin bestand, die Übersetzung mit Hilfe eines Kontrollstabes durch den Versuch zu ermitteln. Verwendet wurde wieder der nämliche Zugstab wie im ersten Falle, wobei zuvor seine Dehnungen mit einem Paar Martensscher Spiegel, die lediglich für diese Zwecke gebraucht werden, bei 9000 kg Belastung nochmals gemessen wurden. Hierbei ist außerdem darauf geachtet worden, daß die Anbringung der Martensschen Spiegel mit der gleichen Feinmeßlänge von 6 cm wie die Apparate von Okhuizen am Zugstab stattfand und daß sämtliche Instrumente an ein und derselben Stelle des Stabes saßen.

Das Ergebnis dieser Versuche hat das Oberbaubureau selbst ausgewertet und dabei Abweichungen festgestellt. Hierdurch sah sich diese Stelle veranlaßt, die Eichung nochmals vorzunehmen, und wählte hierzu das Physikalische Institut der Technischen Hochschule Dresden, wo die Übersetzung der vier Apparate auf zweifache Weise ermittelt wurde. Das Zahlenmaterial aller mit diesen Instrumenten vorgenommenen Versuche und Messungen hat nun das Oberbaubureau in dankenswerter Weise für eine Veröffentlichung zur Verfügung gestellt.

Die zwei im Physikalischen Institut angewendeten Arten der Eichung waren:

a) Verfahren ähnlich wie beim Erfinder: Der Zeiger wurde zum Ausschlag gebracht und die Änderung der Feinmeßlänge mikroskopisch festgestellt.

b) Es wurden die Hebellängen mit dem Kathetometer gemessen.

Im ganzen liegt demnach eine viermalige Eichung dieser Instrumente vor, die an drei verschiedenen Stellen ausgeführt worden ist. Das Gesamtergebnis ist in der nachstehenden Tabelle zusammengefaßt.

Art der Eichung	Ermittelte Übersetzung bei Instrument 1	2	3	4	Bemerkung
Erfinder	1 : 367	1 : 367	1 : 367	1 : 367	Gruppe I
Physikalisches Institut Art a	1 : 372	1 : 372	1 : 356	1 : 361	Gruppe I
Physikalisches Institut Art b	1 : 368	1 : 376	1 : 347	1 : 368	Gruppe I
Versuchs- u. Materialprüfungsamt: Eichstab	1 : 340	1 : 340	1 : 347	1 : 345	Gruppe II

Die Werte dieser Zahlentafel lassen sich mit Rücksicht auf das Eichverfahren in zwei Gruppen I und II einteilen. Die Zahlen der Gruppe I sind im großen und ganzen fest in sich geschlossen und zeigen, daß die verschiedenen Beobachter an den verschiedenen Orten mit großer Sorgfalt gearbeitet haben. Die Kontrolle dieser Messungen, wenn man die Gruppe II vorübergehend so benennen will, ergibt nun Abweichungen, die zwar unbedenklich sind, da sie noch innerhalb der zulässigen Grenzen liegen, die aber im Vergleich zu dem Ergebnis der Eichung beim Spiegelapparat auffallen. Die Erklärung für diese Erscheinung läßt sich kurz mit den Worten: Einfluß des toten Ganges und der Reibung ausdrücken.

Toter Gang besteht zweifellos in beiden Arten von Meßgeräten, nur fällt er praktisch nicht mehr ins Gewicht, wenn es sich um Schneidenlagerung handelt. Diese Beobachtung ließ sich auch bei Betrachtung der Einzelwerte während der Versuche am Eichstab feststellen. Hier wurden beim Martensschen Spiegel Abweichungen bis höchstens 0,7%, beim Okhuizen-Apparat 1,1 bis 5% gefunden.

Daß ferner die Reibung bei harter Schneidenlagerung außerordentlich geringe Beträge annimmt, ist ja nichts Neues. Das bekannteste Beispiel hierfür bieten die mit großer Empfindlichkeit arbeitenden Wagen. Selbst Wagen, die zur Bestimmung sehr großer Kräfte bis zu 100 t und darüber dienen, wie Materialprüfungsmaschinen,

[1]) Reg.-Baurat F. Hülsenkamp weist in einem sehr anschaulichen Zahlenbeispiel auf den Einfluß des toten Ganges in Gelenken oder Zahnrädern bei Feinmeßgeräten hin. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 51.

[2]) Ausführliche Beschreibungen dieses Apparates finden sich in den Forschungsarbeiten des V.D.I., Heft 229, vom Jahre 1920 oder in der Feinmechanik Nr. 9 vom 4. März 1922.

zeigen diese Lasten mit geradezu erstaunlicher Genauigkeit an. Auch bei dem Spiegelapparat, dessen Schneiden mit großer Sorgfalt gehärtet und geschliffen worden sind, hat sich diese Tatsache bestätigt.

Dem Dehnungsmesser von Okhuizen gegenüber sind aber der Spiegelapparat sowie der Martenssche Spiegel sehr im Vorteil durch den Wegfall des unvermeidlichen Schreibstiftes, ein Umstand, der nicht vergessen werden darf, weil durch diesen die Reibungsarbeit wesentlich vermehrt wird. Das fast regelmäßig zu beobachtende ruckweise Ausschlagen des Zeigers im Gegensatz zu der stetigen Bewegung der Skala im Fernrohr bei den anderen Apparaten deutet schon äußerlich darauf hin, daß der Schreibstift in seiner freien Beweglichkeit gehemmt wird.

Während nun beim Spiegelapparat jede der beiden Eichungen als richtig hingenommen werden darf, hat man bei Okhuizen im vorliegenden Falle die Wahl zwischen zwei Werten. Wenn man sich aber vergegenwärtigt, daß das Instrument bei den Versuchen am Eichstab genau in der gleichen Weise befestigt war, wie es in Wirklichkeit der Fall ist, so wird man dieser Eichung unbedingt den Vorzug geben, denn es waren hierbei die gleichen Kräfte der Klemmvorrichtung wie sonst wirksam, und außerdem hatten die Reibung und alle übrigen inneren Widerstände des Meßgerätes die gleichen Beträge wie bei normaler Verwendung.

Zum Schluß sei noch bemerkt, daß der Zweck dieser Betrachtung nicht darin besteht, die Güte zweier Instrumente gegeneinander abzuwägen. Es steht allgemein fest, daß der Spiegelapparat als Laboratoriumsgerät gerade dort nicht verwendet werden kann, wo der Dehnungsmesser von Okhuizen ausgezeichnete Dienste leistet, selbst bei Wind und Wetter.

Die neuere Entwicklung des italienischen Talsperrenbaues.

Alle Rechte vorbehalten.

(Schluß aus Heft 3.)

Wie schon ein Teil der in Mörtelmauerwerk ausgeführten Sperren (Abb. 1 bis 3, s. S. 29 u. 30, Heft 3) in seinem Querschnitt erheblich beschränkt werden konnte zufolge der bogenförmigen Grundrißform und der dadurch bedingten Gewölbewirkung, haben die nach demselben Grundsatze gebauten Beton-Vollmauern oft überraschend schlanke Profile. Wegen der Schwierigkeiten, die geeigneten örtlichen Vorbedingungen für diese Bauart zu finden, sind sie nicht übermäßig zahlreich ausgeführt worden, die vorhandenen und im Bau befindlichen jedoch bemerkenswert und in hohem Grade typisch:

In erster Linie diejenige von Corfino in Toskana (Abb. 5a), deren schwaches Betonprofil von 1,5 m Kronen- und 7,0 m Fußbreite bei 40 m Gesamthöhe das letzte heftige Erdbeben von Garfagnana überstanden hat, ohne daß im Mauerkörper auch nur der kleinste Riß aufgetreten ist. Völlig gleichartig sind die Ampollino II-Sperre, (Abb. 5b), die an ihrer stärksten Stelle nur 0,65 m dicke Zolezzi- (Abb. 5c) und die 52 m hohe, nach dem italienischen Ministerpräsidenten Nitti benannte S. Pietro-Mauer (Abb. 5d), bei der allerdings nach Mitteilungen von anderer Seite nachträgliche Dichtungsarbeiten notwendig geworden sind. Endlich gehört hierher die im Bau befindliche Chiusella-Talsperre, die als erste einen veränderlichen Krümmungshalbmesser zeigt (Abb. 5e).

In der Hauptsache gleich, zum Teil von etwas kräftigerem Profil und mit Werkstein-Verkleidung versehen, sind die seit einigen Jahren in Betrieb befindlichen Mauern von Turrite (Abb. 6a) von 40 m Höhe und 34 m äußerem Krümmungshalbmesser, die im Bau befindliche Staumauer von Valla (Abb. 6b) mit 43 m Höhe und 52 m äußerem Krümmungshalbmesser, beide mit freiem Überfall; ferner die 56,50 m hohe, außerordentlich schlanke Furlo-Mauer (Abb. 6c) und die wegen ihres auf zwei Bogen angeordneten Überfalls bemerkenswerte Cismon I-Sperre (Abb. 6d).

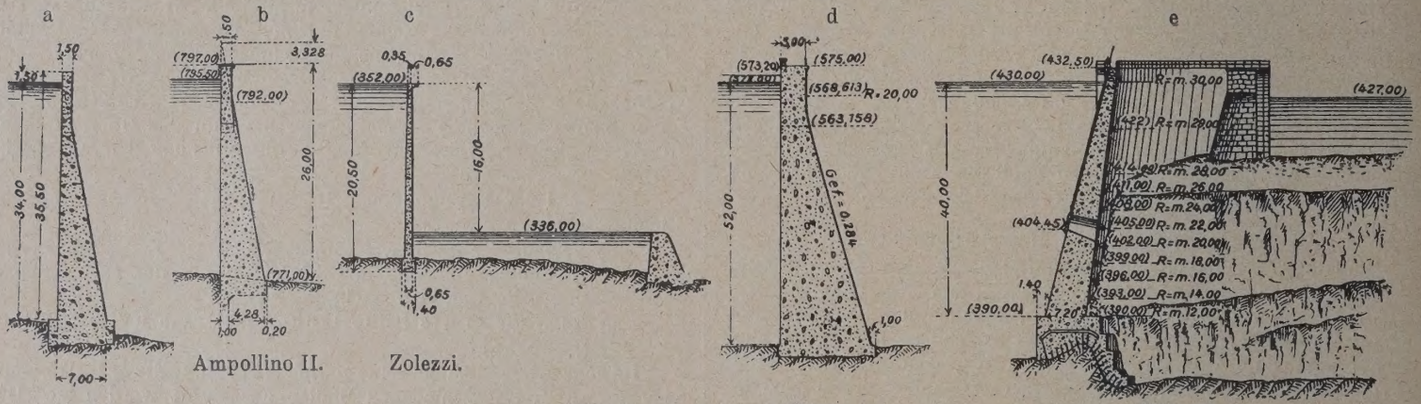


Abb. 5.

Im Querschnitt den in Abb. 2 gezeigten Mauerwerksperren sehr ähnlich sind die ja auch unter gleichen Voraussetzungen ausgeführten Dreieckmauern aus Stampfbeton, die beiden Cenischia-Sperren, die Scandarella-, Coghinas- und Liro-Sperren, während die Lete-Mauer mehr dem unter Abb. 3 gezeigten Typ gleicht (Abb. 7a bis f).

Eine besondere Bauart stellt die aus Beton mit Hohlkammern nach Abb. 8 ausgeführte Talsperre von Rochemolles mit 51 m Stauhöhe dar.

Von Talsperren in aufgelöster Bauweise ist in Italien die nach dem Ambursen-System gebaute, d. h. in Platten, Rippen und Pfeiler aufgelöste Combamala-Sperre (Abb. 9) von 29 m Höhe vorhanden. Trotz dieses bemerkenswerten Beispiels ist diese Bauart heute durch die in mehrere Bogen aufgelöste verdrängt: Einfach in der Konstruktion, schnell und praktisch in der Ausführung, hat sie ihre Schwäche in der allzu beschränkten Wirkung der Widerlager und in den hohen Kosten der Pfeilerbewehrung. Der grundlegende Unterschied der in einzelnen Bogen aufgelösten Talsperren italienischer Bauart von dem amerikanischen Ambursen-System besteht darin, daß bei den ersteren die in Beton ausgeführten Bogen Eiseneinlagen nur gegen die Wirkung der Temperatur erfordern und ihre reichlich bemessenen Widerlager in Mauerwerk oder Stampfbeton ausgeführt werden.

Auch die Combamala-Mauer hat bereits — hierin im Gegensatze zu dem strengen Ambursen-Typ — solche Widerlager. Es wirken dabei eine Reihe von für italienische Verhältnisse besonders in

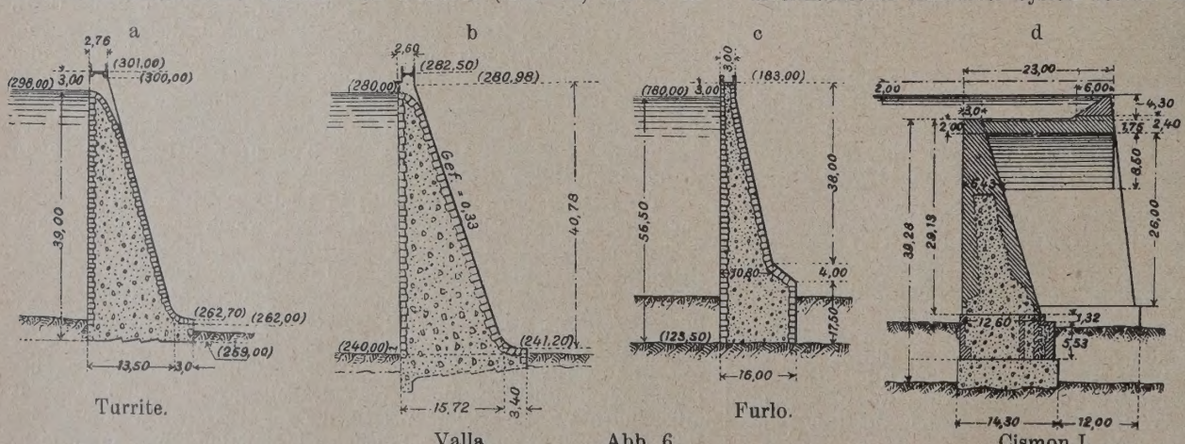
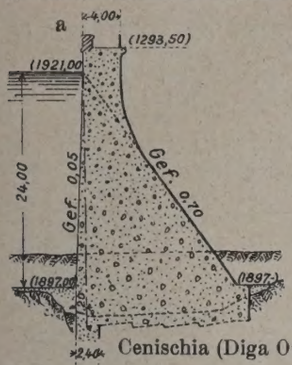
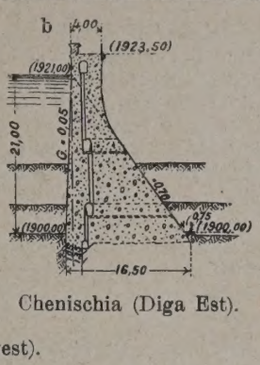


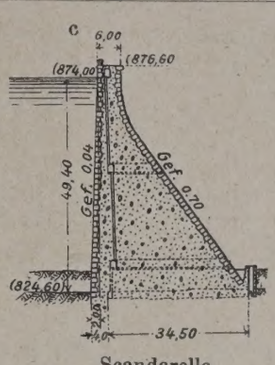
Abb. 6.



Cenischia (Diga Ovest).



Chenischia (Diga Est).



Scandarella.

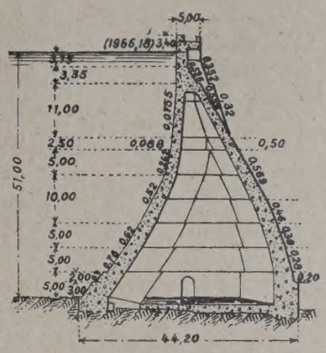
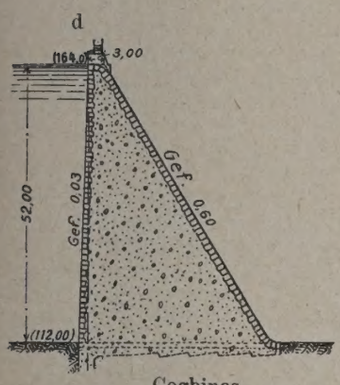
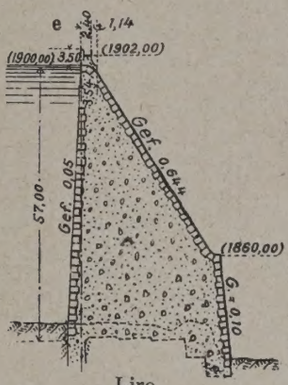


Abb. 8. Rochemolles.

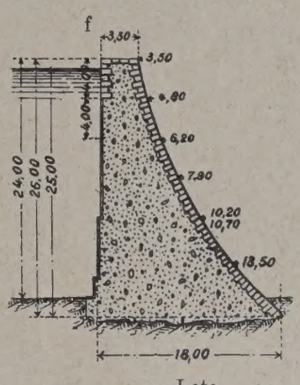


Coghinas.



Liro.

Abb. 7.



Lete.

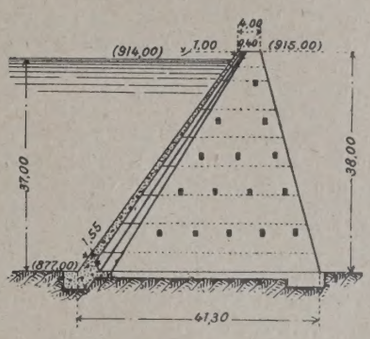
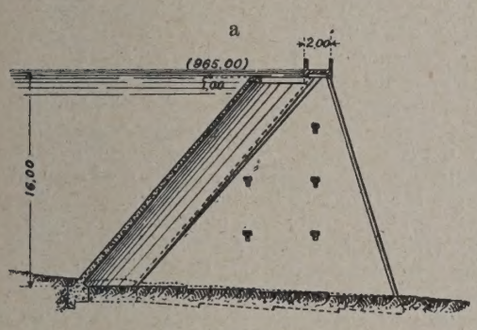
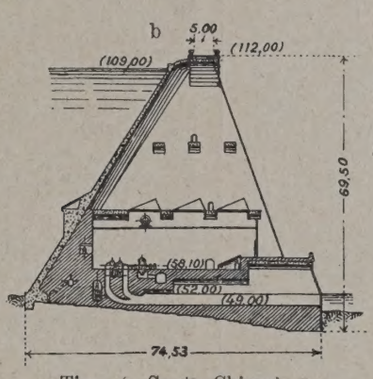


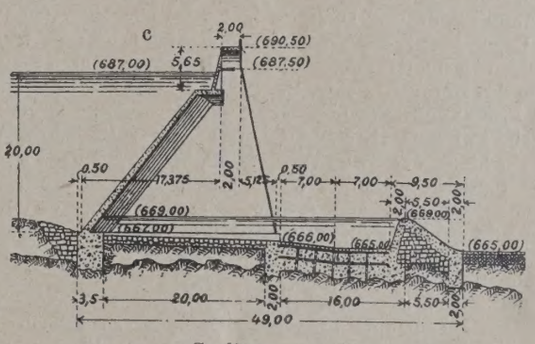
Abb. 9. Combamala.



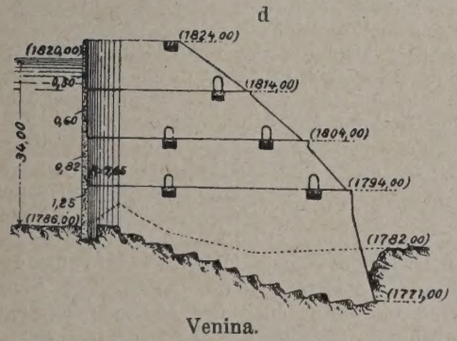
Sapeio.



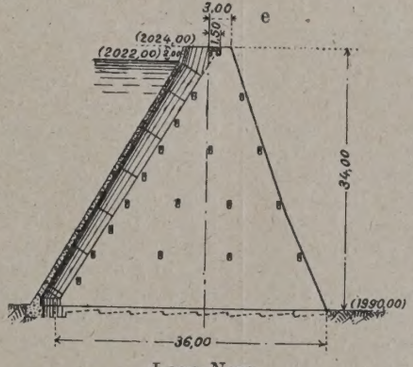
Tirso (a Santa Chiara).



Scoltenna.

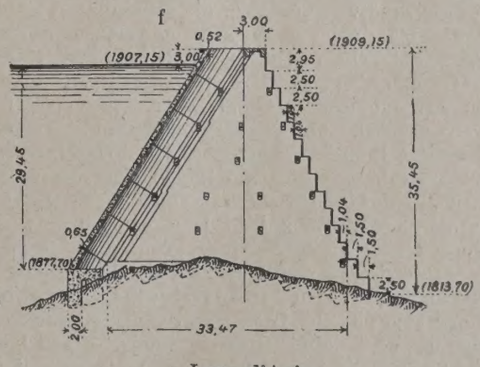


Venina.



Lago Nero.

Abb. 10.



Lago d'Avio.

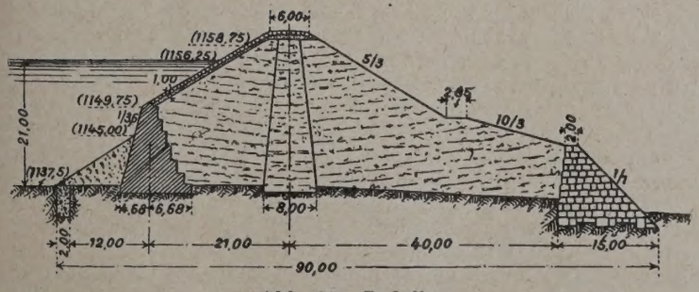


Abb. 11. Paduli.

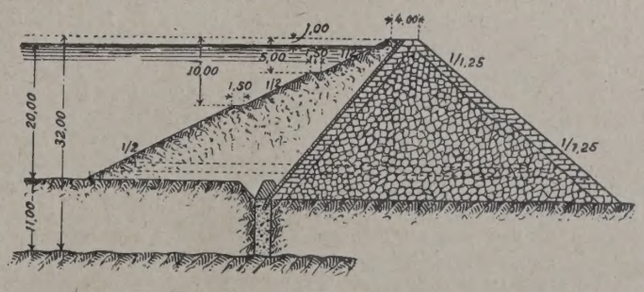


Abb. 12. Belesa.

Frage kommenden wirtschaftlichen Umstände mit, wie Arbeiterlöhne und Arbeitsweisen, Baustoffpreise und Baustoffbeschaffung, Fördermittel u. dergl.

Die in einzelne Bogen aufgelösten Staumauern Italiens stellen daher die neuartigste und häufigste Bauart dar, ihre Höhe wechselt von 16 m bei der Sapeio-Sperre (Abb. 10a) bis zu den fast 70 m der gewaltigen Tirso-Sperre von S. Chiara (Abb. 10b); an weiteren Beispielen seien hier die Scoltenna-, die Venina, die Lago Nero- und die Lago d'Avio-Sperre wiedergegeben (Abb. 10c bis 10f).

Zwei im neuzeitlichen Staumauerbau wohl nur noch unter besonderen Verhältnissen angewendete Bauarten zeigen die als Erddamm mit vorderer Pflasterung, Stützmauern und Betonschutz ausgeführte Paduli- (Abb. 11) und die in Trockenmauerwerk mit vorderer Erdschüttung hergestellte Belesa-Sperre (Abb. 12), bei der besonders die Schutzmauer gegen den Auftrieb zwischen Erdschüttung und Mauerwerk bemerkenswert ist.

Man wird Mangiagalli recht geben dürfen, wenn er am Schluß seines Aufsatzes die italienischen Wasserkraft- und Staumauerbauten der Beachtung der Fachleute empfiehlt, und zwar sowohl wegen der außerordentlichen Vielseitigkeit der Ausführungen als wegen der in besonderem Maße beachtenswerten geologischen und topographischen Verhältnisse seines Landes. Kittel.

Zur Frage der Industrieansiedlung in den Seehafenstädten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbaurat **Nils Buer**, Hamburg.

Der Versailler Vertrag und das Dawes-Abkommen haben dem deutschen Volke Wertleistungen auferlegt, die unerfüllbar sind, darüber sind sich Sachverständige, darunter Volkswirtschaftler von Weltruf, restlos und übereinstimmend einig. Auf jeden Fall muß, soll Deutschland seinen Verpflichtungen auch nur annähernd nachkommen, die Handelsbilanz dahin gebracht werden, daß sie sehr große Überschüsse zugunsten Deutschlands zeitigt. Zu diesem Zwecke muß die Ausfuhr möglichst gehoben, die Einfuhr dagegen weitestgehend eingeschränkt werden. Da Deutschland vorwiegend ein Industrieland ist, wird das Hauptausfuhrgut aus Industrieerzeugnissen bestehen. Das Reich, die Länder, die Städte und Gemeinden werden ihr Augenmerk auf solche Anlagen zu richten haben, die den Handelsüberschuß erhöhen, d. h. produktive Anlagen schaffen. Sie werden, wenn sie weitsichtig handeln, die Entstehung und Ansiedlung industrieller Anlagen nach Möglichkeit fördern, insbesondere dadurch, daß sie baureifes Industriegelände schaffen und unter günstigen Bedingungen zur Verfügung stellen.

Die Reichsbahn ist eine Privatgesellschaft mit internationaler Beteiligung geworden. Dadurch bildet sie eins der vielen Instrumente der Reparationszahlungen an die Ententemächte; sie wird daher ihre Frachtsätze immer möglichst hoch halten, zumal da sie unter ausländischer Kontrolle steht. Dadurch werden weite Eisenbahntransporte jede Produktion erheblich verteuern. Überhaupt besteht, wenigstens zurzeit, zwischen Herstellungskosten und rentierlichem Werte in der Tat ein klaffender Zwiespalt. Es ist kaum möglich, bei Herstellung einer rentierlichen Anlage, wie Fabrik usw., das Kapital so zu investieren, daß sich eine angemessene Verzinsung ergibt. Da es ein großer Unterschied ist, ob man Rohstoffe oder Fertigerzeugnisse verfrachtet, geht bei denjenigen Industrien, die viel für Ausfuhr arbeiten, die offenkundige Absicht schon seit Jahren dahin, die Warenerzeugung möglichst nach den Ausfuhrhäfen zu verlegen. Wir erleben es daher, daß sich Hafenstädte in weitem Umfange zu Industriestädten entwickeln. Diese Entwicklung der Seehandelstädte zu Industriestädten ist in dem Umfange, in der sie jetzt stattfindet, eine neuzeitige Erscheinung, sie stellt mit ihrem unvermittelt auftretenden Bedarf Aufgaben an die Stadtverwaltungen, die befriedigend zu lösen eine Umstellung der bis dahin maßgebend gewesenen grundlegenden Anschauungen und ein rasches und zielbewußtes Handeln erheischt. Baureifes Gelände, das für andere Zwecke, vielleicht für Wohnbebauung, bestimmt war, mußte dem Bedarf entsprechend für Industrieansiedlungen freigegeben und beschleunigt mit Anlagen ausgerüstet werden, die die Industrie gebraucht, wie Straßen, Eisenbahnanschluß sowie Kanalverbindung mit dem Hafen. Mit diesen Anlagen, die für das Gedeihen eines Industriebezirks von ausschlaggebender Bedeutung sind, ja, die die Wirtschaftlichkeit eines sich entwickelnden Großunternehmens der Warenerzeugung grundlegend beeinflussen, sollen sich die nachfolgenden Zeilen etwas näher befassen.

Das Gelände, das für Industrieansiedlung bestimmt wird, muß einmal eine günstige Lage zum Hafen und zur Eisenbahn haben, damit sich der Verkehr mit Gütern reibungslos und möglichst schnell abwickeln kann. Zum anderen darf es nicht zu weit von den Teilen der Stadt liegen, in denen die werktätige Bevölkerung ihren Wohnsitz hat, denn ein weiter Weg morgens und abends trägt erheblich dazu bei, die Frische und damit eng zusammenhängend die Leistungsfähigkeit der Arbeiter herabzusetzen. In der Großstadt mit ihrer oft weiträumigen Bebauung wird man in erster Linie für leistungsfähige und schnellfahrende Beförderungsmittel sorgen müssen. Bei großen Industrieansiedlungen ist es zweckmäßig, ja, oft geradezu notwendig, Wohnsiedlungen unmittelbar neben den Industriebezirken vorzusehen.

Erste Grundbedingung für eine gedeihliche Entwicklung einer Industriesiedlung ist die Aufstellung eines zweckmäßigen Bebauungsplans. Die Stadtverwaltung wird, damit sie nach jeder Richtung hin ihren Einfluß geltend machen kann, bestrebt sein müssen, das gesamte aufzuschließende Gelände in ihren Besitz zu bringen. Der Bebauungsplan muß hauptsächlich umfassen: ein zweckmäßig angelegtes Netz genügend breiter Straßen, Stammgleise für Fabrikanschlüsse, und, wenn die Höhenlage des aufzuschließenden Industriegeländes dies gestattet, Schiffahrtkanäle, die die Verbindung des Industriegeländes mit dem Hafen vermitteln können.

Das Straßennetz wird so angeordnet, daß Industrieplätze verschiedener, aber ausreichender Größe entstehen. Hierbei kann man von dem Grundsatz ausgehen, daß Werkbetrieben kleineren und mittleren Umfanges mit einer Grundstücktiefe von 50 bis 80 m ausreichend gedient ist, während größere Fabriken Bauplätze von durchschnittlich 150 m Tiefe beanspruchen. Die Straßenzüge sind in geeigneter Weise an die der angrenzenden ausgebauten Stadtteile anzuschließen, wobei auf die Anordnung von Hauptstraßen für den Durchgangsverkehr besonderes Gewicht zu legen ist. Diese Straßen wird man mit leistungsfähigen Verkehrsmitteln ausrüsten. Die Straßen innerhalb eines Industriebezirks brauchen nur verhältnismäßig schmal angelegt zu werden, denn der Hauptverkehr wird durch den Eisenbahnanschluß und auf dem Wasserwege stattfinden. Straßenbreiten von 17 bis 20 m, gegebenenfalls auch unter dem erstgenannten Maß, dürften genügen. Eine Ausnahme hiervon bilden naturgemäß die Hauptstraßenzüge, die größere Breiten erhalten. Diese Hauptstraßen sind möglichst nicht mit Eisenbahngleisen in Schienenhöhe zu kreuzen.

Großes Gewicht ist auf die zweckmäßige Anordnung der Stammgleise für die Eisenbahnanschlüsse zu legen. Wo Schiffahrtkanäle das Industriegelände durchziehen, ordnet man die Aufschließungsstraßen meistens so an, daß sie die Geländestreifen zwischen den Kanälen etwa in der Mitte teilen. Hierdurch erhalten die Fabrikplätze an sich gegenüberliegenden Grundstückseiten Straßen- und Wasserfronten. Dort, wo es gelingt, den Fabrikplätzen solche wertvolle Doppelfronten zu gewähren, ordnet man die Stammgleise für Bahnanschlüsse unmittelbar neben den Straßen an. Genügt für jede Straßenseite ein Stammgleis, so wird man hierfür einen Geländestreifen von etwa 6 m Breite vorsehen. Siedeln sich dagegen Werkbetriebe mit sehr großem Umschlag an Gütern an, so genügt ein Stammgleis nicht mehr; in solchen Fällen sieht man zwei Stammgleise vor, die in Zwischenräumen durch Weichen miteinander verbunden sein müssen, um den Wagenumlauf zu beschleunigen. Da das Ent- und Beladen von den Stammgleisen aus im allgemeinen nur solange gestattet werden kann, als der Betrieb klein ist, wird man in Industriegebieten von größerer Ausdehnung die einzelnen Plätze so groß wählen müssen, daß innerhalb ihrer Grenzen Anschlußgleise abgezweigt werden können. Bei Grundstücken schmaler Front werden die Abzweigweichen häufig vor die Nachbargrundstücke gelegt werden müssen, wobei die mit der Weiche belegte Dreieckfläche von demjenigen erworben werden muß, dessen Anschlußgleis hier abzweigt. Drehscheiben dürfen unter keinen Umständen in Stammgleise gelegt werden. Bei Kreuzungen der Eisenbahngleise mit den Straßen sind Rillenschienen zu verwenden.

In größeren Industriebezirken sind besondere Verschiebebahnhöfe anzuordnen, die so groß sein müssen, daß sie, neben den Gleisen für die laufenden Zugverschiebungen, auch in der Lage sind, einen erheblichen Spitzenverkehr zu bewältigen. Die Züge, die von der Reichsbahnverwaltung bunt, d. h. ungeordnet, zugestellt werden, müssen zwanglos so aufgelöst und geordnet werden, daß die anschließende Zustellung an die einzelnen Empfänger in der durch die Örtlichkeit gegebenen Reihenfolge schnell und mit möglichst wenigen Zugbewegungen stattfinden kann. Als ungefährer Anhaltspunkt für die Bemessung dieser Anlagen darf im allgemeinen angenommen werden, daß im ausgebauten Industriebezirk ein Wagen für 1 ha und Tag in jeder Richtung, also im ganzen 2 Wagen für 1 ha, bewältigt werden müssen. Man sollte indessen die Rangieranlage, auf deren Leistungsfähigkeit es sehr ankommt, geräumig gestalten; ein Zuviel ist hier immer besser als ein Zuwenig.

Selten wird die Reichsbahnverwaltung den Zustellungs- und Abholungsdienst übernehmen. Man wird sich daher für den Industriebezirk einer Industriebahngesellschaft bedienen müssen, die den Eisenbahndienst innerhalb des Bezirks übernimmt. Um ausschlaggebenden Einfluß auf die Tarifgestaltung für den inneren Umschlag

ausüben zu können, was für die gedeihliche Entwicklung der herangezogenen Industrien von großer Bedeutung ist, ist es empfehlenswert, wenn die Stadtverwaltung an dem Industriebahnunternehmen erheblich beteiligt ist; nur dann wird die Stadtverwaltung in der Lage sein, den Betrieb und die Höhe der Frachtsätze zu beeinflussen.

Über die Kanäle ist schon im vorhergehenden gesagt, daß sie nach Möglichkeit mit den Hauptstraßenzügen gleichlaufend anzulegen sind. Kanäle kommen naturgemäß nur dort in Frage, wo die Höhenlage des Industriegeländes solche gestattet. In Seestädten, die im Ebbe- und Flutgebiet liegen, wird man große Vorteile hinsichtlich der Abwicklung des Verkehrs erlangen, wenn man das Kanalnetz des Industriegebietes in der Weise anlegt, daß es in freier Verbindung mit dem Hafen steht. Vorbedingung hierfür ist allerdings, daß das Industriegelände überall auf sturmflutfreier Höhe liegt; nur in diesem Falle wird man auf Schleusen verzichten können. Bei schleusenfreier Verbindung mit dem Hafen ist es angezeigt, die Kanäle, die so tief sein müssen, daß sie bei Niedrigwasser noch gefahrlos befahren werden können, mindestens 70 m breit anzulegen, während man bei eingeschleusten Kanälen im allgemeinen mit einer Breite von 50 bis 60 m gut auskommt. Es hängt dies damit zusammen, daß der Verkehr auf dem Wasserwege bei schleusenfreiem Kanalnetz erfahrungsgemäß größer ist und mehr stoßweise stattfindet als der Verkehr auf Kanälen, die hinter Schleusen liegen. Brücken, die über die Kanäle führen, werden zweckmäßig soweit gespannt, daß die Uferlinien geradlinig durchgehen.

Da Industrieplätze in Seehandelsstädten stark gesucht sind, die Nachfrage daher im allgemeinen, wenigstens zurzeit, größer ist als das Angebot, wird eine weitschauende Stadtverwaltung solchen Industrien den Vorzug geben, die große Erzeugung wertvoller Waren gewährleisten und viele Arbeitskräfte beschäftigen. Es ist wichtig, daß Plätze nur an solche Unternehmungen fest verkauft werden. An Firmen, die vorwiegend Lagergeschäfte betreiben, sollten für Industrieansiedlung reife Plätze nur vermietet werden, um zu erreichen, daß aus dem Industriegebiet auch tatsächlich das wird, was man damit bezweckt.

Der Drang nach Verlegung von Industrien nach den Hauptausfuhrhäfen hat sich besonders in Hamburg stark bemerkbar gemacht, wo große Mittel aufgewendet worden sind, um baureifes Gelände zu schaffen. Hier paart sich Unternehmungsgeist mit alt angestammter kaufmännischer Tüchtigkeit zu einem harmonischen Ganzen, das Deutschlands Zukunft trotz des Vernichtungswillens der Feinde besseren Zeiten entgegenführen wird.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das soeben ausgegebene Heft 4 enthält u. a. folgende Beiträge: Professor A. Rohn: Fahrbahntafeln aus Eisenbeton für eiserne Brücken. Regierungsbaumeister Dr. ing. Dr. jur. Randzio: Guß- und Schüttbeton bei neueren Kraftwerksbauten. Prof. E. Suenson: Betondruckfestigkeit als Funktion des Mischungsverhältnisses. Otto Graf: Einige Untersuchungen, die zur Klarstellung der Ursache von Bauschäden im Wasserbau beizutragen hatten. Dr. techn. A. Gessner u. Dr. techn. A. Nowak: Hochwertiger Beton mit Stahlbewehrung. Prof. Dr.-Ing. Max Möller: Bauunfälle und deren Vermeidung. Richard Baumann: Schweißen und Schneiden. Dr. Fritz Emperger: Wettbewerb für die Brigitta-Brücke über den Donaukanal in Wien. Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck: Die Neubearbeitung der Eisenbetonbestimmungen. Ministerialrat Dr. E. G. Friedrich: Die neuen Eisenbetonbestimmungen und die Verhütung von Bauunfällen. Dr.-Ing. Luz. David: Über die Auswirkung von „Bestimmungen" auf Bauweisen im allgemeinen und über einige Erfahrungen im Verbundbau vom baupolizeilichen Standpunkt.

Technische Hochschule Braunschweig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Direktor der Rheinisch-Westfälischen Kalkwerke Hartwig Schlüter in Dornap in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Förderung der Kalkindustrie und des Verfahrens, Magnesia aus heimischen Rohstoffen zu gewinnen.

50-Jahrfeier der Staatlichen Baugewerkschule Buxtehude. Die Staatliche Baugewerkschule in Buxtehude, der alten ehemaligen Hansastadt in der Nähe Hamburgs, wird Ende Mai d. J. ihr 50jähriges Jubiläum feiern, auf das alle ehemaligen Lehrer und Schüler sowie Freunde und Gönner der Anstalt hierdurch besonders aufmerksam gemacht werden. Es sei hierbei erwähnt, daß sich frühere Schüler der Anstalt seit 1922 zu einer Alt-Herren-Vereinigung zusammengeschlossen haben, deren Mitgliederzahl 600 schon überschritten hat. Neue Anmeldungen, namentlich im Hinblick auf einen gemeinsamen Aufmarsch am 50jährigen Jubiläum, sind zu richten an Walter Kröger, Lüneburg, Dammstr. 11.

Die Regulierung und Schiffbarmachung des Tiberunterlaufs in der Ebene von Rom. Die verschiedenen für die Schiffbarmachung des Tiber von Rom bis zum Meere ausgearbeiteten Entwürfe gleichen sich insofern, als sie sämtlich nur mit großem Kostenaufwande zu verwirklichen wären. Sie sind von einer durch die italienische Regierung eingesetzten Sonderkommission eingehend geprüft worden und haben Anlaß für die Aufstellung eines Entwurfs gegeben, der unterm 10. April 1908 die Schaffung eines Groß-Schiffahrtweges und die dazu erforderlichen, durch Baggerarbeiten zu unterstützenden Bauten vorsah. Dieses Bauvorhaben ist seither schrittweise durchgeführt und in der Anlage im Laufe der Bauzeit zum Teil vervollkommnet worden. Obschon in einigen flachen Strecken die Kanalisierung noch nicht abgeschlossen ist, einige Krümmungen noch zu begradigen und an einigen Stellen noch alte Mauerreste im Flußbett zu beseitigen sind, ist doch schon heute die Regulierung planmäßig in der Hauptsache vollendet und auch für Dampfschiffe die Möglichkeit gegeben, den Flußhafen von S. Paolo auch in Zeiten niedrigen Wasserstandes zu erreichen; die großen Schleppkähne der See- und Flußtransport-Gesellschaft mit Kohlenladungen von 300 t und mehr können ebenfalls schon bei Niedrigwasser in den Flußhafen von Rom gelangen.

Heft 10 der „Annali dei Lavori Pubblici" bringt über die mit vergleichsweise geringen Kosten ausgeführten Arbeiten einen Bericht von Paolo Salatino, dem wir die nachstehend beschriebenen Abbildungen entnehmen. Abb. 1 zeigt den Ausbau einer scharfen Flußkrümmung während der Ausführung, Abb. 2 gibt den Querschnitt des regulierten Tiberbettes wieder, das eine Hochwasserbreite von 250 m

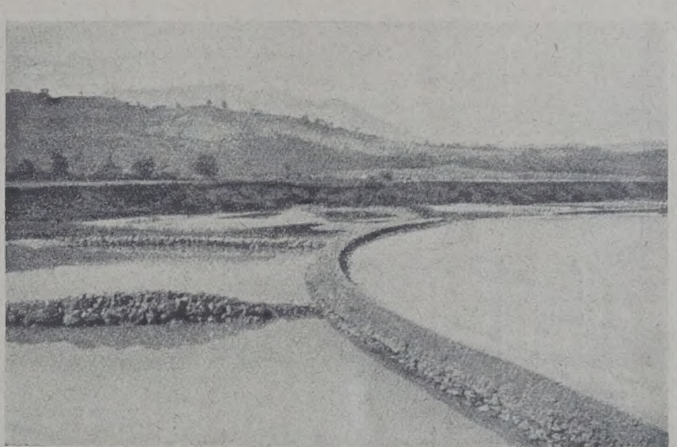


Abb. 1. Ausgebaute Tiberkrümmung.

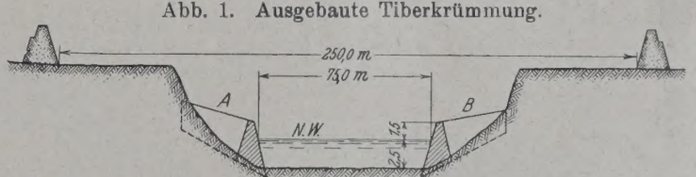


Abb. 2. Reguliertes Tiberbett. (Höhen 5fach vergrößert.)

zwischen beiden Uferdeichen und eine Fahrrinne von 75 m Breite und 2,50 m Mindesttiefe bei Niedrigwasser besitzt. Die darin angedeuteten (in der Abbildung mit *A* und *B* bezeichneten) Stichdämme sind entweder aus mit Tuffstein gefüllten Flechtwerkkörben oder aus sorgfältig geschichteter Hartsteinpackung ausgeführt. Sie erreichen eine Höhe von 1,50 m über N. W., mithin eine Gesamthöhe von 4 m, und sind 2,50 bis 3 m breit und bis zu 100 m lang.

Unterwassertunnel Liverpool—Birkenhead. Ein Unterwassertunnel von gewaltigen Ausmaßen wird für die Verbindung Liverpools mit der auf der anderen Seite des Mersey gelegenen Stadt Birkenhead gebaut. Er wird nach einer Mitteilung der „Dresd. N. Nachr." den unter dem Hudson im Bau begriffenen Unterwassertunnel[1]) noch übertreffen. Die Flußsohle des Mersey liegt zum großen Teil in Sandsteinfelsen, die sich verhältnismäßig leicht bohren lassen. In diese kommt eine Röhre aus Gußeisen zu liegen, die einen inneren Durchmesser von 13 m erhält. Der Zwischenraum zwischen Röhre und Felsaussprengung wird unter Druck mit Beton gefüllt. Der Tunnel wird zweistöckig. Er ist etwa in der Hälfte durch einen wagerechten Zwischenboden aus Beton geteilt. Dieser Boden bildet die Hauptstraßenfläche. Rechts und links

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1923, Heft 14, S. 142 u. Heft 44, S. 441.

sind schmale, 1,20 m breite Bankette für Fußgänger vorgesehen. Dann folgt die Fahrbahn mit rd. 11 m Breite für vier Wagenreihen, zwei in jeder Richtung. Unter dieser Straße, im unteren Teil der Röhre, läuft die Straßenbahn mit zwei Gleisen. Die Breite ihres fast quadratischen lichten Querschnitts beträgt 5,55 m, die Höhe 5,25 m, entsprechend der großen Höhe der in Liverpool üblichen zweistöckigen Straßenbahnwagen. Die Länge des Tunnels unter Wasser wird etwa 900 m betragen, dazu kommen auf jeder Seite noch etwa 600 m Anfahrrampe. Aus ähnlichen Gründen wie in Hamburg hat man sich in Rücksicht auf den starken Seeschiffahrtverkehr auf dem Mersey für einen Unterwassertunnel entschieden, der den Flußverkehr nicht stört. Angeblich ist der Tunnelbau auch billiger als eine Brücke, die in Rücksicht auf die Schiffe sehr hoch gebaut werden müßte und daher sehr lange Anfahrrampen benötigen würde, mit großem Geländebedarf in den beiden Uferstädten.

Der Tunnel wird reichlichen Luftwechsel erhalten durch ständige Zuführung frischer Luft durch die beiden Seitengänge neben dem Raume für die Straßenbahn. Die verbrauchte Luft wird in einem dicht unterhalb des Tunnelscheitels vorgesehenen Kanal abgesaugt.

Eine schwimmende Gußbetonanlage für Hafenbauten. Von einem außergewöhnlich schnellen Arbeitsvorgang berichtet „Eng. News-Rec." vom 23. 10. 1924 in einem Aufsatz über den Bau des neuen, rd. 520 m langen nördlichen Wellenbrechers von Ludington (Mich.), bei dem etwa 5875 m³ Beton verbaut wurden. Die Ausführung geschah — durchweg in Eisenbeton — in einzelnen Abschnitten aus je zwei Fundamentblöcken von 1,8 m³ und einem Oberteil von 1,6 m³.

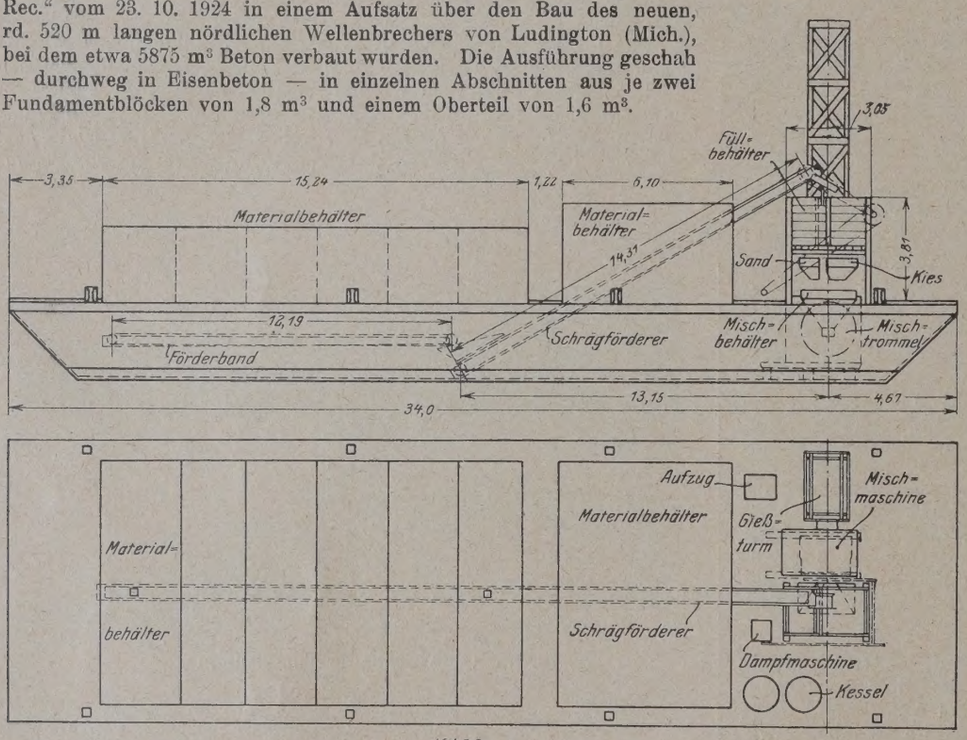


Abb. 1.

Am 26. 4. 1924 begann man mit dem Abbruch der alten Holzkonstruktion, am 2. 6. mit dem Betonieren, am 1. 9. war das gesamte Bauwerk vollendet: ein Erfolg, der in erster Linie der geschickt und praktisch angelegten schwimmenden Gußbetonanlage zu danken ist. Diese bestand nach Abb. 1 aus einer Mischmaschine, zwei Reihen von Materialbehältern mit etwa 190 m³ Gesamtinhalt, einem zwischen diesen laufenden Gurtförderer und dem Turm mit Aufzugeinrichtung.

Wie bei allen bekannteren amerikanischen Gußbetonanlagen war die Mischmaschine unten aufgestellt, und zwar an einem Ende des Prahms und so, daß die Bedienungsplattform in gleicher Höhe mit dem Deck lag, auf dem letzteren der Wasserbehälter. Über der Mischanlage war ein geräumiger, zweiteiliger Füllbehälter mit etwa 3,8 m³ Gesamtinhalt und vergittertem Auslauf an der Unterseite, durch den das Mischmaterial nach dem Mischbehälter floß; dieser ermöglichte dank seiner Bauart dem Bedienenden, die jeweils für jede Mischung erforderlichen Zuschlagmengen genau zu bemessen.

Die Gurtförderanlage — ebenfalls aus Abb. 1 ersichtlich — bestand aus einem wagerechten Förderbande, das aus den unten angebrachten Schüttöffnungen der Behälterzellen beladen wurde und seine Last an das schräge Förderband weitergab, das seinerseits den Füllbehälter speiste. Hierbei wurde durch die größere Zahl und die getrennte Anordnung der einzeln zu entleerenden Behälterzellen die stets gleichmäßige Belastung des Prahms ermöglicht.

Der fertig gemischte Beton wurde nach Abb. 2 hochgezogen und mit Hilfe der Gieß- und Schwenkrinnen eingebracht. Die Bedienungsmannschaft war wie folgt eingeteilt:

1	Mann	zur Bedienung an den Schüttöffnungen der Materialbehälter längs des Gurtförderers,
1	„	oben an dem Füllbehälter, um in dessen entsprechende beiden Abteile Sand und Steine zu leiten,
1	„	an der unteren Gitteröffnung des Füllbehälters, um die Zufuhr in den Mischbehälter zu regeln,
1	„	Mann zum Zementeinschütten,
2	„	zum Zementanfahren,
1	„	zur Kontrolle der Füllung von Misch- u. Wasserbehälter,
1	„	am Turm,
1	„	zur Bedienung des Aufzugs,
3	„	bei der Schalung zum Stampfen und Eisenlegen,
1	Heizer,	
1	Vorarbeiter.	
zus. 14	Mann Bedienung.	

Zwei 12-PS-Dampfmaschinen mit 40-PS-Kesseln dienten zum Antrieb von Misch- und Förderanlagen und lieferten ferner die Energie für die Pumpe zur Speisung des Mischwasserbehälters und zum Trockenpumpen des Prahms; zwei Deckwinden dienten zum Bewegen des Prahms und eine zur Bedienung des Aufzuges, ein Turbogenerator für Beleuchtungszwecke. Das Füllen der Materialbehälter geschah durch einen 15-t-Schwenkkran mit 21 m Ausladung und einem 0,6-m³-Greifer, und zwar nachts, um jede Unterbrechung der Arbeit zu vermeiden. Ki.

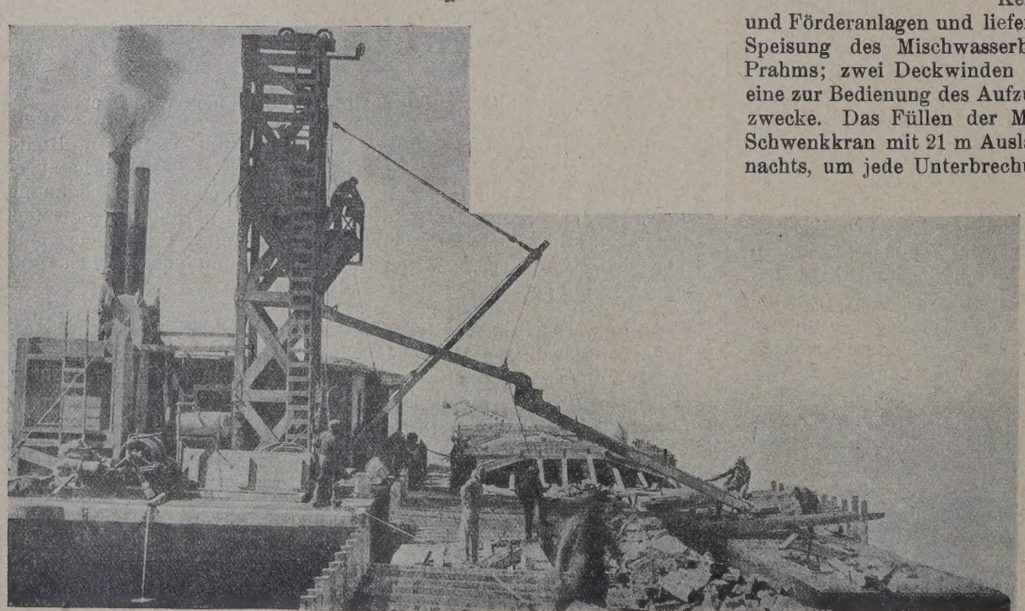


Abb. 2. Schwimmende Gußbetonanlage für Hafenbauten.

Bedeutung und Entwicklung von Schiffshebewerken. Höhenunterschiede in Wasserstraßen lassen sich bis zu einem gewissen Grade durch Hebung der Schiffe in Schleusenanlagen uud Schleusentreppen überwinden. Der geplante und bereits begonnene, großzügige Ausbau unseres Wasserstraßennetzes hat jedoch gezeigt, daß Schleusen nicht immer wirtschaftlich sind und Schiffshebewerke an ihre Stelle treten müssen. Diese Frage interessiert unter den zuständigen Stellen und Verbänden besonders auch den Zentralverein für Binnenschiffahrt, dessen kürzlich unter Vorsitz des Generaldirektors Dr.-Ing. ehr. Ott abgehaltene Jahresversammlung einen Vortrag des Geheimrats Prof. Dr.-Ing. ehr.

de Thierry über die Bedeutung und Entwicklung von Schiffshebewerken bot.

Wie die D. A. Z. mitteilt, ist nach Ansicht des Vortragenden die Entwicklung des Schleusenbaues bei einer gewissen Grenze angelangt. Das hängt mit der stärkeren Ausnutzung des Wassers zu Kraftzwecken zusammen. Ein Nachteil der Schleusen ist nutzlose Energievergeudung infolge des großen Wasserverbrauchs, der durch Wahl eines Schiffshebewerks an Stelle einer Schleusenanlage vermieden werden sollte. Zwar kann man durch zweckmäßige Anordnung von Sparbecken nach de Thierry etwa 75% Wasser des Schleuseninhalts sparen; Wasserverluste sind aber stets vorhanden und können nur bei sehr wasserreichen Verkehrswegen in Kauf genommen werden, wie beispielsweise am Trollhätta, wo 350 m³ Wasser in der Sekunde zur Verfügung stehen und nur 12 m³ entnommen zu werden brauchen, oder am Niagara, an dessen Ufern heute jedoch Umbauten zur besseren Wasserausnutzung durch Energieerzeugung ausgeführt werden, so daß auch hier die Treppenschleuse als veraltet gelten kann.

Die Hebung des Schiffes geschieht entweder durch „trockene" oder „nasse" Hebewerke, d. h. entweder so, daß das Schiff durch eine Vorrichtung aus der unteren Haltung herausgehoben, mittels einer Katze in die obere Haltung verfahren und dort wieder zu Wasser gebracht wird, oder in der Weise, daß der Übergang von einer Haltung zur anderen in einem Schwimmtrog stattfindet. Die Meinungen, welche Art der Förderung vorzuziehen sei, sind noch geteilt. Als Vorteile der Trockenförderung sind hervorzuheben: geringes Gewicht der toten Massen, Unabhängigkeit vom Wasserstande, Anpassung an das Gelände. Die Schwierigkeit besteht jedoch in einer betriebssicheren Stützung des Schiffes im Tragrahmen während des Hubes. Ein in der Aussprache erörterter Vorschlag der Firma A. Klönne, Dortmund, zeigt den Weg, wie diese Frage durch mittels Schraubenspindeln seitlich herangeführte Rungen und von unten mit Hilfe von Pumpen an den Schiffskörper herangedrückte Stützglieder zu lösen ist. Der Entwurf sieht eine Zerlegung der Förderung in eine senkrechte und wagerechte Bewegung vor und ist für eine Förderhöhe von 36 m durchgeführt. (Entwurf für den Hohenzollern-Kanal bei Niederfinow.)

Die nasse Förderung in Schwimmtrögen erkauft den Vorteil der einfachen Schiffslagerung mit einer Reihe von Unzulänglichkeiten. Die zum Heben des Troges erforderlichen Druckzylinder müssen infolge des ungünstigen Verhältnisses der Nutzlast zur Totlast unverhältnismäßig große Abmessungen erhalten. Dichtungsschwierigkeiten, Unzugänglichkeit des Hubgliedes, nicht unbedingt dichter Wasserabschluß der oberen Haltung und des Troges erschweren die Betriebsführung. Ähnliche Verhältnisse liegen auch bei den Schwimmerhebewerken vor, z. B. bei Henrichenburg. Hier ergeben sich für 14 m Höhenunterschied, der mit fünf großen, in Schächten auf- und niedergehenden Schwimmern überwunden wird, hohe Schachtkosten und teure Stützmauern. Das Verhältnis zwischen der Nutzlast und den sonstigen gehobenen Massen ist hier besonders ungünstig: es beträgt 19,4%. Zum Vergleich dienen folgende Werte:

Hebewerke mit geneigter Ebene (trocken):

Oberländer-Kanal	65,8%
Ohio-Kanal	29,5%

Druckwasserhebewerke (naß):

Anderton	41,7%
Pontinettes	32,8%
Peterborough.	47,1%

Auf der anderen Seite kam in der Aussprache zum Ausdruck, daß während des Krieges in Belgien mit einem Druckwasserhebewerk gute Erfahrungen in bezug auf sicheres, ruhiges und geräuschloses Arbeiten gemacht worden sind. Für den bereits erwähnten Hohenzollern-Kanal liegt auch ein Entwurf der Demag für ein Hebewerk mit Trogförderung vor, das allen Anforderungen gerecht zu werden verspricht. Die allgemeine Entwicklung scheint jedoch dahin zu gehen, daß dem Trockenhebewerk der Vorzug gegeben wird, zumal auch die Vertreter des Schiffbaues die Gefahr einer Beschädigung der Schiffswand bei den neueren Schiffen aus Eisen für gering halten. Für die Beförderung von ganzen Schleppzügen — und darauf zielt die wirtschaftliche Entwicklung — dürfte wohl nur das Trockenhebewerk in Frage kommen.

Oberbau und Signale der Eisenbahnen von Neusüdwales. Die Eisenbahnen von Neusüdwales sind mit Breitfußschienen von 30 bis 50 kg/m Gewicht ausgerüstet. Innerhalb des Vorortverkehrs von Sydney liegen 50-kg-Schienen, im übrigen ist die Schiene mit 45 und 40 kg/m Gewicht je nach der Stärke des Verkehrs die Regel auf den Haupteisenbahnen. Neubaustrecken, die zur Erschließung von bisher eisenbahnlosen Gegenden dienen, werden mit Schienen von 30 kg/m oder mit gebrauchten Schienen von 40 kg/m Gewicht ausgerüstet. Zu den Schwellen wird Hartholz verwendet; sie sind 2,44 m lang und haben einen Querschnitt von 23 × 11 cm; ihre Abmessungen sind also kleiner, als sonst für Regelspur üblich ist, haben sich aber bei der Schwere des australischen Hartholzes als genügend erwiesen. Auf die Schienenlänge von 12,2 m (40 Fuß) entfallen 18 Schwellen. Die Stöße sind gegeneinander versetzt. Das Gleis ruht auf einem Bett von Grobschlag aus Hartgestein von 8 cm Korngröße und ist mit Klarschlag verfüllt. Beim Neubau sieht man von einer Verfüllung der Gleise mit Schotter oder Sand ab, bis stärkerer Verkehr eine Verstärkung des Oberbaues nötig macht. Der Schotter wird in bahneigenen Steinbrüchen gewonnen, in selbstentladenden Wagen abgefördert und mit dem Pflug im Gleis verteilt. Die zulässige Achslast ist 20,35 t auf den Hauptstrecken und geht auf den Nebenbahnen mit schwachem Oberbau bis 13,2 t herunter. Ein amtlicher Bericht, dem die vorliegenden Angaben entnommen sind, klagt über das starke Geräusch beim Befahren des beschriebenen Oberbaues und spricht von Versuchen, die zur Verminderung des Geräusches angestellt werden, leider ohne anzugeben, mit welchen Mitteln dieses Ziel erreicht werden soll.

Die Eisenbahnen von Neusüdwales sind 8892 km lang und haben insgesamt 11 780 km Gleis. Es kommen Steigungen bis 1 : 31 vor. Im Betriebsjahr 1922/23 sind 41 km Gleis, im Betriebsjahr 1923/24 65 km Gleis umgelegt worden. Als Lebensdauer der Schienen von 50 kg/m Gewicht werden 18 Jahre angegeben. Die 45 kg/m schwere Schiene ist erst 1915 eingeführt worden, über ihre Lebensdauer können daher noch keine auf Erfahrung gegründeten Angaben gemacht werden. Die leichteren Schienen können 20 bis 40 Jahre lang im Gleis liegen bleiben; dabei gibt nicht nur der Schienenquerschnitt, sondern auch die Stärke des Verkehrs den Ausschlag. Nach der Lebensdauer des Oberbaues berechnet, sollten jährlich etwa 300 km Gleis erneuert werden; das würde einen jährlichen Aufwand von 600 000 £ erfordern, ein Betrag, den augenscheinlich die Eisenbahnverwaltung nicht aufbringen kann.

In fünf Werkstätten werden Gleise und Weichen hergestellt und instand gesetzt; daneben bauen diese Werkstätten Brücken, Eisenhochbauten und was sonst zur Ausrüstung der Strecke gehört. Eisenbeton wird neuerdings viel verwendet; aus diesem Baustoff werden in den Werkstätten Wassertröge, Pfosten Sockel u. dergl. angefertigt. Seine Einführung hat die Unterhaltungskosten für zahlreiche Gegenstände, die, aus anderen Baustoffen hergestellt, unter dem australischen Klima stark litten, erheblich verringert.

Der schon erwähnte Bericht spricht sich sehr lobend über das Signalwesen der Eisenbahnen von Neusüdwales aus. Selbst auf Nebenstrecken finden sich selbsttätige Signale, und es wird von ihnen behauptet, daß ihre Einführung wesentlich zur Verbilligung des Betriebes beigetragen hat, indem die Zahl der Bahnhofsmannschaften, die ohnehin bei dem schwachen Verkehr derartiger Strecken nicht voll beschäftigt werden konnten, erheblich vermindert werden kann. Die Eisenbahnen von Neusüdwales haben 433 Stellereien mit 23 679 Hebeln, 475 Blockwerke, 496 Einrichtungen für elektrischen Zugstabbetrieb; die Drahtzüge sind zusammen 26 360 km lang; 1132 Weichen und Signale haben Kraftantrieb und 423 Signalarme bewegen sich selbsttätig. Wkk.

Der Stilfserjochtunnel. In Rom hat nach Meldung der „Neuen Freien Presse", Wien, unlängst eine Tagung des Stelviobahn-(Stilfserjochbahn-)Komitees stattgefunden, zu der auch ein Vertreter des österreichischen Fernbahnkomitees beigezogen wurde und die bezweckte, die Inangriffnahme der Stelviobahn, insbesondere die Durchbohrung des Ortlermassivs, den Stilfserjochtunnel, von der italienischen Regierung mit Nachdruck zu verlangen.

Nach einem Plane von Garviraghi wird der Stilfserjochtunnel 18 350 km lang und damit das größte und bemerkenswerteste Bauwerk der ganzen Linie Ortler—Reschen—Fern werden. Er beginnt in Bormio bezw. bei der Ortschaft St. Pietro auf 1225 m Höhe und mündet bei Masul im Suldentale etwa 1 km südlich vom Weiler Stilfs, der den Namen für den Knotenpunkt nach Reschen und Meran abgibt. Der Tunnel verläuft geradlinig von SW nach NO und unter, fährt in diesem Zuge die Alpe Reit (1425 m), die Wiesen von Sopra (1730 m), den Rücken von Reit (2080 m), das Gessotal (1700 m), die Reitspitze (3075 m), die Monte-Christallo-Spitze (2891 m), die Vitellispitzen (2669 m), das Crapineljoch (2794 m), die Platigliolespitze (2837 m), die Pianaspitze (2938 m), den Signalkogel (2771 m), das Stilfserjoch (2855 m), den Vorderen Grat (2577 m), die Schwarze Wand (2397 m), die B. di Tarres (1900 m), den Äußeren Hof (1591 m) und In den Wänden (1500 m). Er steigt von Bormio 9 km lang mit 2‰ erreicht im Scheitel die Höhe von 1243 m unter dem Ortlermassiv und senkt sich mit einem Gefälle von 11‰ auf eine Strecke von 9,350 km nach Osten.

Das Gestein dürfte ähnlich wie beim Albulatunnel, d. i. Granit und Gneis mit Quarzgängen, streckenweise auch Kalk, Dolomit und Sandstein, sein. Wenn nicht besonders schwere Fehler gemacht werden, dürfte mit einer Bauzeit von fünf bis sechs Jahren zu rechnen sein und die Erbauung dieses Tunnels auf keine unüberwindlichen Schwierigkeiten stoßen.

Talsperren im Wuppergebiet. Nachstehend geben wir eine der „Westdeutschen Rundschau“ entnommene vergleichende Übersicht über die Talsperren im Wuppergebiet. Es sei hierzu erwähnt, daß an der östlichen Grenze des Bergischen, zum Ruhrgebiet gehörend, noch zwei weitere Talsperren entstanden sind, nämlich die Heilenbecker und die Enneper Talsperre; die letztere faßt 10 Millionen m³ Wasser.

Übersicht.

Nr.	Name und Lage	Zeit der Erbauung	Stauinhalt m³	Höhe der Sperrmauer in m	Länge der Sperrmauer in m	Kronenbreite der Sperrmauer in m	Sohlenbreite der Sperrmauer in m	Mauerwerk m³	Wasserspiegel ha	Kosten R-M.
1	Remscheider Talsperre im Eschbachtale .	1889—1891	1 100 000	25	160	4	14,5	17 000	13,4	536 000
2	Lenneper Talsperre im Panzertale . . .	1893—1905	320 000	12,5	100	1,6	7,5	3 000	3,2	105 000
3	Ronsdorfer Talsperre im Saalscheider Tale	1898—1899	300 000	23,9	177	4	15,35	18 000	4,08	510 000
4	Barmer Talsperre im Herbringhauser Tale	1898—1900	2 500 000	34	205	4,5	25	42 000	28	2 000 000
5	Solinger Talsperre im Sengbachtale . . .	—	3 150 000	43	180	4,45	36,5	65 000	20,2	1 690 000
6	Neye-Talsperre bei Wipperfürth	1908	6 000 000	34	260	4,45	23	55 230	68	2 250 000
7	Kersper Talsperre bei Ohl-Rönsahl . . .	1910—1912	15 000 000	33	360	4,5	25	70 000	156	3 500 000
8	Bewer-Talsperre bei Hückeswagen . . .	—	3 300 000	25	235	4	16,7	32 000	58	3 000 000*)
9	Lingeser Talsperre bei Marienheide . . .	—	2 600 000	24,5	183	4.5	15,9	29 500	38,8	
10	Brucher Talsperre bei Marienheide . . .	—	3 300 000	25	200	4,5	18,5	28 000	46,1	1 100 000
11	Diepentaler Talsperre bei Pattscheid . .	1913	328 000	—	—	—	—	—	8	—

*) In dieser Summe sind auch die Kosten für die Stauweiher in der Wupper enthalten.

In der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg, sprach am 9. Februar Herr Oberingenieur Becher von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Gustavsburg, über „Neuere Eisenwasserbauten auf dem Gebiete des Wehrbaues“. Er beschränkte sich im wesentlichen auf den Bau eiserner Walzenwehre und wies zunächst auf die verhältnismäßige Jugend dieses Gebietes des Eisenbaues hin, das — in rechnerischer Beziehung bei weitem weniger schwierig als z. B. der Brücken- oder Eisenhochbau — bei neueren Ausführungen der Wissenschaft eine Reihe von Aufgaben bietet, die von der Praxis hauptsächlich aus der Erfahrung heraus gelöst werden mußten. Auch am Schluß fand der Vortragende nochmals Gelegenheit, zu betonen, wie jung der Eisenwehrbau im Grunde noch sei, und wie weit und dankbar daher das Feld für die Forschung.

Trotz des geringen Alters der Walzenwehre kann aber die M. A. N. bereits auf eine stattliche Reihe solcher Ausführungen zurückblicken, deren Entwicklung der Vortragende von der ersten Anlage, dem Doppelschützenwehr bei Laufenburg, bis zu der gewaltigen und bisher größten Anlage bei Raanasfos (Norwegen) mit 45 m Lichtweite und 14 m Höhe an zahlreichen Beispielen und an Hand guter Lichtbilder erläuterte.

Die Leser der „Bautechnik“ finden zu diesem Teile des Vortrages bereits Näheres im Jahrgange 1924, Heft 9, 16 u. 44, deren ersteres in Abb. 13 u. 14 (S. 69) die von dem Vortragenden besonders ausführlich behandelten Versenkwalzen und die nach dem Patent der M. A. N. dabei verwendete Sohlendichtung bringt. Sehr eindrucksvoll waren ferner die Aufnahmen der in Schweden, Norwegen und Finnland gebauten großen Walzenwehre, die — neuerdings mit elektrischer Heizung für Winterbetrieb versehen — auch bei völliger Vereisung betriebsfähig bleiben (vgl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 44, S. 507). Ki.

Eine internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung wird in Basel anläßlich der Eröffnung der neuen Rheinhafenanlagen in der Zeit vom 1. Juli bis 15. September 1926 stattfinden. Die Ausstellung wird in den Hallen der Schweizer Mustermesse in Basel und auf dem anstoßenden freien Gelände untergebracht, auf dem im Bedarfsfalle weitere Ausstellungshallen errichtet werden. Ausstellern, die Fahrzeuge oder andere schwimmende Gegenstände ausstellen, wird eine Strecke des Rheinufers zur Verfügung gestellt. Die Hallen der Mustermesse besitzen eine nutzbare Bodenfläche von rd. 18 000 m², ihnen angegliedert sind alle für Ausstellungen und für Kongresse erforderlichen Räume. An freiem Ausstellungsgelände in unmittelbarer Nähe der Hallen stehen rd. 30 000 m² zur Verfügung. Die Durchführung der Ausstellung ist einem Organisationskomitee übertragen worden, das unter dem Vorsitze von Dr. Rudolf Miescher, Präsident des Regierungsrats von Basel-Stadt, seine Arbeiten begonnen hat. Über Zweck und Gruppeneinteilung der Ausstellung sowie über die Zulassungsbedingungen, Ausstellungsplätze, Mieten usw. gibt ein soeben erschienener Prospekt näheren Aufschluß, der von der Geschäftsstelle der Ausstellung in Basel (Dr. W. Krasting) kostenfrei bezogen werden kann.

Der XII. Jahresbericht der Tung-chi Technischen Hochschule in Woosung (China), über die in der „Bautechnik“ 1924, S. 80 u. 360, bereits nähere Angaben gemacht sind, umfaßt die Zeit vom 18. September 1923 bis zum 15. September 1924. Die eigentliche technische Lehranstalt wurde in diesem Jahre von 85, die Vorbereitungsanstalt von 261 Hörern besucht, ein Anzahl, die nach Auswirkung der erstmalig in Kraft getretenen Neugestaltung des Lehr- und Vorbereitungsplanes sich voraussichtlich steigern wird. Das Ende des Berichtsjahres stand im Zeichen kriegerischer Unruhen, und die Lage der Anstalt war um so mißlicher, als die in ihrer unmittelbaren Nähe gelegenen Woosung-Forts den Mittelpunkt ernster Kämpfe bildeten, benachbarte Lehranstalten für Militärzwecke requiriert wurden und auch ein Teil der medizinischen Abteilungen der Woosunger Hochschule für Lazarettzwecke dienen mußte. Der Lehrbetrieb konnte jedoch aufrecht erhalten bleiben.

Der Hochschule ist eine Werkmeisterschule mit vierjährigem Lehrplan angegliedert, mit 57 Wochenstunden im ersten und 45 bis 48 Wochenstunden in den letzten Schuljahren. Der Besuch betrug 88 Hörer im Winter-, 80 Hörer im Sommerhalbjahr.

Bei den Ende Juni 1924 abgehaltenen diesjährigen Prüfungen bestanden in der Abteilung für Bauingenieurwesen 4, in der Abteilung für Maschinenbauwesen und Elektrotechnik 8 Kandidaten, darunter 2 mit „sehr gut“. In der Werkmeisterabteilung bestanden 13 Kandidaten, darunter 1 mit „sehr gut“.

Der Bericht zeugt wiederum in erfreulicher Weise von der Förderung, die der Anstalt als einer Vorkämpferin des Deutschtums im fernen Osten von seiten einer großen Reihe deutscher Firmen im verflossenen Schuljahre zuteil geworden ist.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Anschluß des Pflasters an den Straßenbahnoberbau (Kl. 19c, Nr. 396 795, v. 21. 1. 1921, Gesellschaft für Teerstraßenbau G. m. b. H. in Hannover). Um eine möglichst wasserdichte Verbindung zwischen Schiene und Pflaster zu erzielen, die auch durch die Erschütterung der Schienen und den Verkehr nicht vorschnell zerstört wird, füllt man den Zwischenraum zwischen dem nach der Schiene hin abgeschrägten Pflaster und der Schiene mit einer nachgiebigen bitumenhaltigen Masse aus, die durch die Witterung wie auch unter dem Verkehrsdruck nicht spröde wird und den Bewegungen zwischen Schiene und Pflasteranschluß folgen kann, ohne zu reißen. Auch ist die Masse so klebekräftig, daß sie etwaige Risse wieder schließt und an Schienen und Pflaster wasserdicht anhaftet.

Personalnachrichten.

Bayern. In etatmäßiger Eigenschaft sind ernannt: der Bauassessor A. Grässel beim Kulturbauamt Regensburg zum Bauamtmann daselbst; der Bauassessor G. Schmitt beim Kulturbauamt Donauwörth zum Bauamtmann beim Kulturbauamt Kaiserslautern.

Hamburg. Ernannt wurde der Oberbaurat Dr.-Ing. E. Unger-Nyborg zum Baudirektor bei der ersten Sektion der Baudeputation.

INHALT: Arbeitsmethoden und Erfahrungen beim Bau der Fischereihafenerweiterung in Cuxhaven. — Neuere Eisenbetonbauten bei der Ilse, Bergbau-Aktiengesellschaft — Unterschied in der Empfindlichkeit zwischen Zapfenlagerung und Schneidenlagerung bei Dehnungsmessern. — Die neuere Entwicklung des italienischen Talsperrenbaues. (Schluß.) — Zur Frage der Industrieansiedlung in den Seehafenstädten. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Technische Hochschule Braunschweig. — 50-Jahrfeier der Staatlichen Baugewerkschule Buxtehude. — Regulierung und Schiffbarmachung des Tiberunterlaufs in der Ebene von Rom. — Unterwassertunnel Liverpool—Birkenhead. — Schwimmende Gußbetonanlage für Hafenbauten. — Bedeutung und Entwicklung von Schiffshebewerken. — Oberbau und Signale der Eisenbahnen von Neusüdwales. — Stilfserjochtunnel. — Talsperren im Wuppergebiet. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung in Basel. — XII. Jahresbericht der Tung-chi Technischen Hochschule in Woosung (China). — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 27. Februar 1925 Heft 9

Alle Rechte vorbehalten.

Der Abschluß der Zuidersee.[1]

Von Ingenieur Kittel, Berlin.

Die für die Volkswirtschaft der Niederlande so bedeutsame Abschließung der Zuidersee und die Gewinnung großer Landgebiete für den Anbau beschäftigt die holländischen Regierungs- und Wirtschaftskreise seit langem. Der erste Entwurf dafür von bleibendem Wert wurde 1848 von dem Ingenieur der Wasserbauverwaltung van Diggelen aufgestellt; in den Jahren 1865 bis 1877 wurden diese Pläne zu einer möglichst wirtschaftlichen Landgewinnung weiter verfolgt, ruhten dann aber fast ein volles Jahrzehnt, bis 1886 im Einverständnis mit den staatlichen Stellen von dem Abgeordneten Buma der Zuidersee-Verband gegründet wurde. Der Zweck dieser Vereinigung war die Vornahme umfassender und gründlicher Untersuchungen des Planes nach technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten und bei

Abb. 1. Übersichtsplan.

günstigem Ergebnis auch der Mittel, durch die in Vorbereitung einer späteren allmählichen Trockenlegung der Abschluß der ganzen Zuidersee, der Watten und der Lauwersee erzielt werden könnte.

1892 konnte der Zuidersee-Verband als Ergebnis seiner Arbeiten einen Entwurf einreichen, der von der Regierung mit einigen Änderungen genehmigt wurde. In den folgenden Jahren, namentlich 1901, 1907, 1913 und 1916 hat dann der gewaltige Plan die beteiligten Stellen und die Gesetzgebung mehrfach beschäftigt, doch erst am 14 Juni 1918 konnte das Gesetz zur Abschließung und teilweisen Trockenlegung der Zuidersee die Genehmigung der beiden Kammern erhalten; der Umfang der darin beschlossenen Arbeiten geht in den Grundzügen aus Abb. 1 hervor und umfaßt den Bau eines Abschlußdammes zwischen Nordholland und Friesland und — in zwei Bauabschnitten — die Gewinnung vier großer Polder von zusammen 210 000 ha. Zu diesen kommen späterhin noch die 150 000 ha des nunmehr zum Binnenwasser gewordenen Ijsselmeeres hinzu, so daß der holländischen Wirtschaft Neuland in einer Ausdehnung von zusammen 360 000 ha erschlossen wird.

Der geplante Abschlußdamm sperrt nach Abb. 1 den zwischen Nordholland und Friesland gelegenen Teil der Zuidersee — das Ijsselmeer — auf eine Gesamtbreite von etwa 40 km, bezieht dabei in seinem öst-

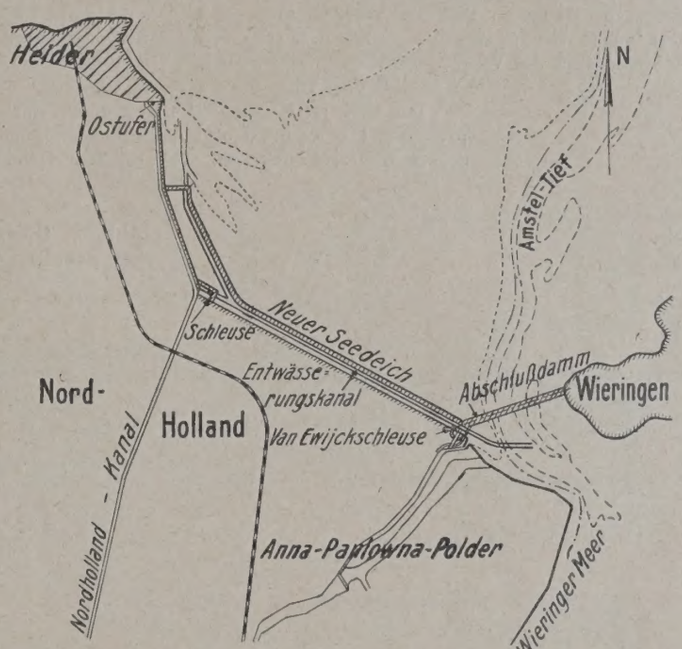
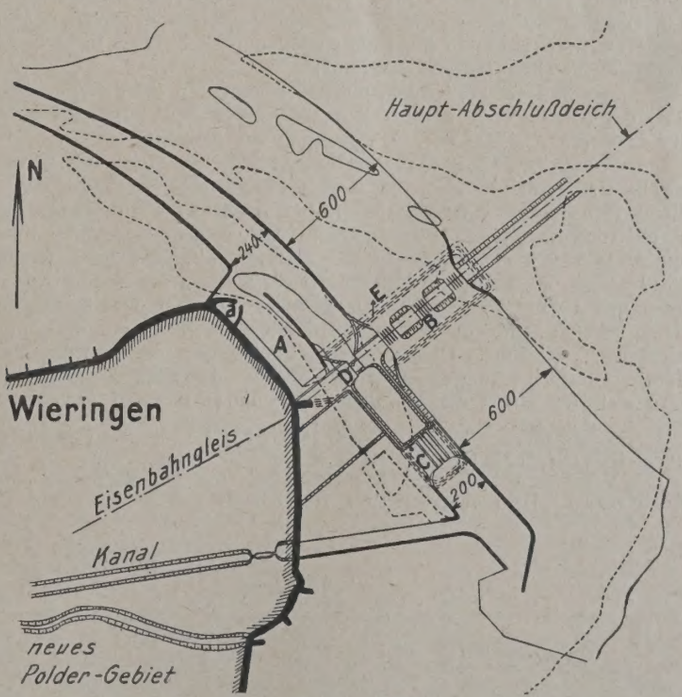


Abb. 2. Der am 31. 7. 1924 vollendete Abschlußdamm zwischen Wieringen und Nordholland durch das Amstel-Tief.



a Alter Hafen. A Neuer Hafen. B Entwässerungsschleuse.
C Schiffahrtschleuse. D Eisenbahn-Drehbrücke. E Schleusen-Schutzdamm.

Abb. 3. Ostende des geplanten Hauptdeichs zwischen Wieringen und Friesland.

[1] Vergl. „De Ingenieur“ 1922, Heft 36; 1923, Heft 4, 6, 33 u. 49; 1924, Heft 24.

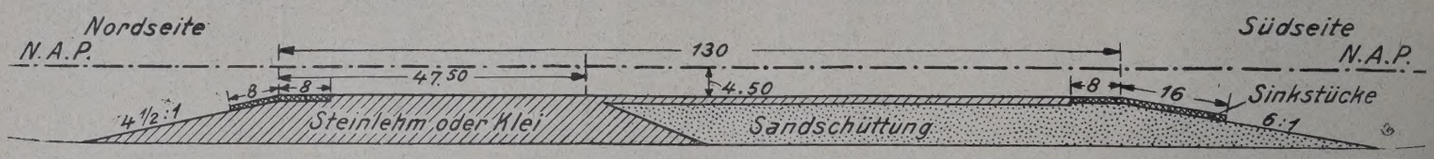


Abb. 4. 1920 geschütteter Grunddamm durch das Amstel-Tief.

lichen Teil die Insel Wieringen mit ein und besteht sonach aus zwei Teilen. Der östliche Teil ist nach Abb. 2 etwa 2,5 km lang und erstreckt sich vom Westende der Insel bis nördlich vom Auslaßbauwerk des Anna-Paulowna-Polders; der zweite, bei kürzester Linienführung etwa 27 km lange Teil — der eigentliche Hauptabschlußdeich — ist nach Abb. 3 zwischen Piaam an der friesischen Küste und dem Ostende von Wieringen geplant.

Die Arbeiten wurden 1920 begonnen, doch bereits 1921 war man aus finanziellen Gründen genötigt, den für eine Bauzeit von 4 Jahren vorgesehenen ersten Teil der Arbeiten einzuschränken oder doch auf eine längere Zeitspanne zu verteilen, d. h. sich im wesentlichen zunächst mit dem Bau des verhältnismäßig kurzen östlichen Dammteils — den Abschluß des Amstel-Tiefs — zu begnügen.

Bei den jetzt in der holländischen Fachpresse viel erwähnten und auch in den deutschen Blättern mehrfach behandelten Deichbauten zum Abschluß der Zuidersee handelt es sich demnach nur um einen recht kleinen Teil des Gesamtplanes, was freilich nicht hindert, daß die Ausführungen wasserbautechnisch in hohem Grade bemerkenswert sind und nicht nur von den holländischen Ingenieuren verfolgt und eifrig erörtert werden.[2])

Angesichts der Bedeutung, die die Erfahrungen bei diesem ersten Teil der Abschlußarbeiten für den späteren Bau des Hauptdammes haben werden, ist das ebenso begreiflich wie berechtigt.

Der erste Teil der 1920 begonnenen Arbeiten bestand in der Anlage zweier Grunddämme durch die beiden — aus Abb. 2 ersichtlichen — tiefen Rinnen des Amstel-Tiefs. Abb. 4 zeigt das Profil dieser mit ihrer Krone 4,5 m unter Mittelwasser (N.A.P) liegenden Grunddämme, die nach Abb. 6 den Unterbau für den endgültigen Damm bilden. Sie bestehen an der Rück(Süd-)seite aus Sand, an der Vorder(Nord-)seite und in der 1 m starken Deckschicht aus Klei oder Steinlehm, dem sogenannten, in den vorerwähnten Erörterungen viel umstrittenen „Keileem". Dieser hat die Erwartungen der ausführenden Ingenieure allen Anzweiflungen zum Trotz durchaus gerechtfertigt und sich als ein außerordentlich vorteilhafter Baustoff erwiesen,[3])

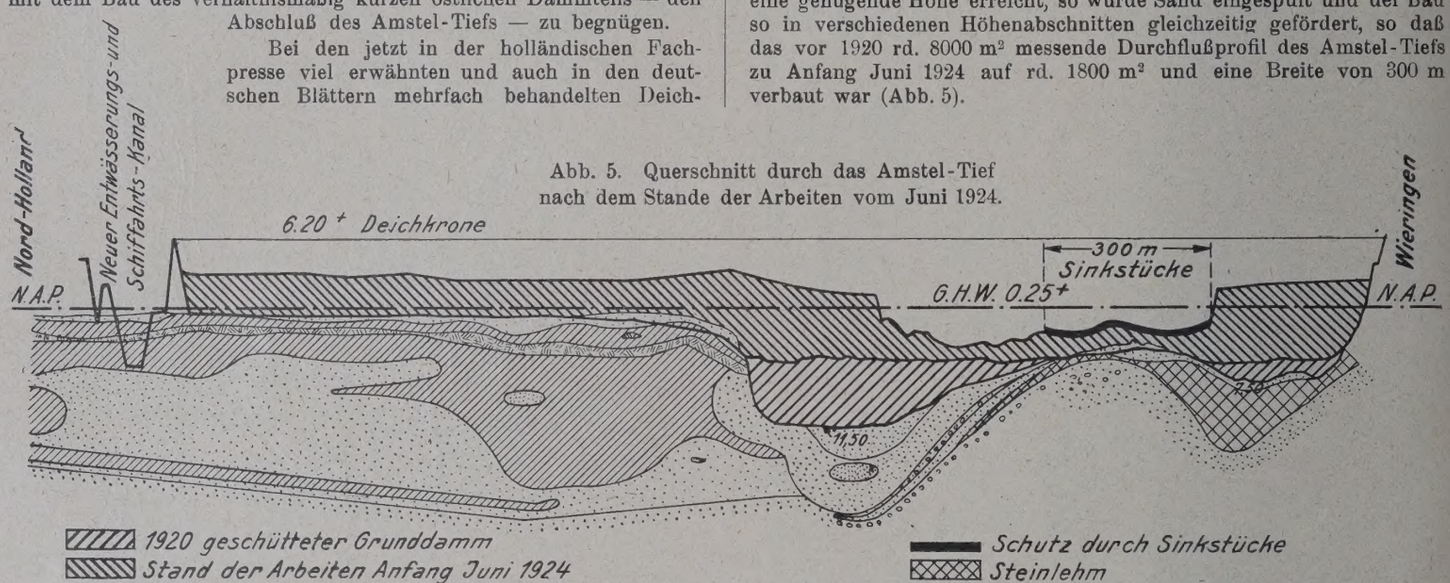
[2]) Vergl. hierzu „Zement" 1924, Heft 34, 40 u. 50. „De Ingenieur" 1923, Heft 33; 1924, Heft 22, 36, 42 u. 44.

[3]) Vergl. u. a. Ramaer, Der Abschlußdeich der Zuidersee und der Keileem, „De Ingenieur" 1924, Heft 36.

der den Bau von Seedeichen bisher nicht gekannter Abmessungen ermöglicht.

Die Erfahrungen am Körper der Grunddämme von 1920 bis 1923 gaben ein gutes Bild von der Wirkung der durch die zunehmende Einengung des Durchflußquerschnitts verstärkten Strömung, das sich mit den vorherigen Berechnungen im wesentlichen deckte; auf Grund dieser Erfahrungen begann man im November 1923 mit dem Schütten des eigentlichen Abschlußdammes für das Amstel-Tief, und zwar wurde — vom Watt aus — anschließend an den neuen Seedeich (Abb. 2) der aus Keileem (Abb. 6) bestehende und auf den Grunddamm aufgebrachte östliche Dammteil in einzelnen Strecken hergestellt. Hatten diese eine genügende Höhe erreicht, so wurde Sand eingespült und der Bau so in verschiedenen Höhenabschnitten gleichzeitig gefördert, so daß das vor 1920 rd. 8000 m² messende Durchflußprofil des Amstel-Tiefs zu Anfang Juni 1924 auf rd. 1800 m² und eine Breite von 300 m verbaut war (Abb. 5).

Abb. 5. Querschnitt durch das Amstel-Tief nach dem Stande der Arbeiten vom Juni 1924.



Der Schließung dieser letzten Durchflußöffnung hatte man mit besonderer, nicht überall von Besorgnis freier Spannung entgegengesehen: Um der Gefahr einer Auswaschung der bis dahin auf den Grunddamm aufgebrachten neuen Schüttung durch die schnell — zuletzt bis auf 4 m/Sek. — wachsende Strömung zu begegnen, wurde nach Abb. 5 auf den letzten 300 m der Boden 16 m breit durch Sinkstücke geschützt und die gleiche Maßnahme auch für weitere Strecken vorbereitet. Dies hat sich jedoch erübrigt, weil die Schließung des Amstel-Tiefs, im wesentlichen dank der guten Verwendbarkeit des Steinlehms, völlig planmäßig und ohne besondere Schwierigkeiten in der Zeit vom 22. bis 31. Juli v. J. geschah, nachdem die Breite der Lücke hier auf 200 m verringert worden war.

Die Bauleitung und die ausführenden Firmen haben damit nicht nur den Nachweis geliefert, daß mit ihrem Verfahren die Schließung des Amstel-Tiefs möglich war: Es unterliegt, wie auch Geheimrat Dr.-Ing. de Thierry in einer kurzen Mitteilung im „Zement" 1924, Heft 50, feststellt, nach diesen Erfolgen keinem Zweifel, daß auch bei dem weit größeren Teile der Aufgabe — der Schüttung des Hauptdeiches — gelingen wird, was auf der Strecke zwischen Wieringen und Nordholland geglückt ist, da diese trotz ihrer Kürze Schwierigkeiten der Ausführung bot, für deren Bewältigung beim Hauptdeich weit günstigere Vorbedingungen geschaffen sein werden.

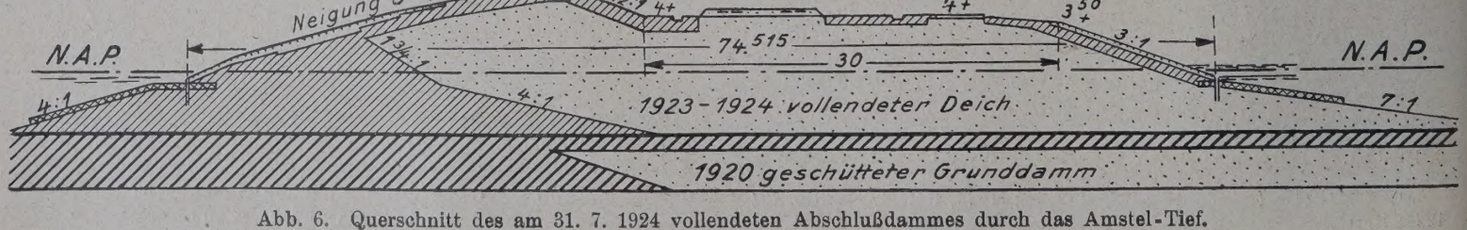


Abb. 6. Querschnitt des am 31. 7. 1924 vollendeten Abschlußdammes durch das Amstel-Tief.

Neuere Eisenbetonbauten bei der Ilse, Bergbau-Aktiengesellschaft.

Von Dr.-Ing. Walter Nakonz, Regierungs- und Baurat a. D., Vorstandsmitglied der A.-G. f. Beton- u. Monierbau.

Alle Rechte vorbehalten. (Schluß aus Heft 8.)

Gleichzeitig mit der Verlegung der Schwarzen Elster baute die Ilse, Bergbau-A.-G., zur besseren Wasserversorgung ihrer Grube Erika sowie einiger umliegender Ortschaften, ein in den Abb. 16 bis 18 dargestelltes Wasserwerk. Seine grundsätzliche Anordnung ist von der

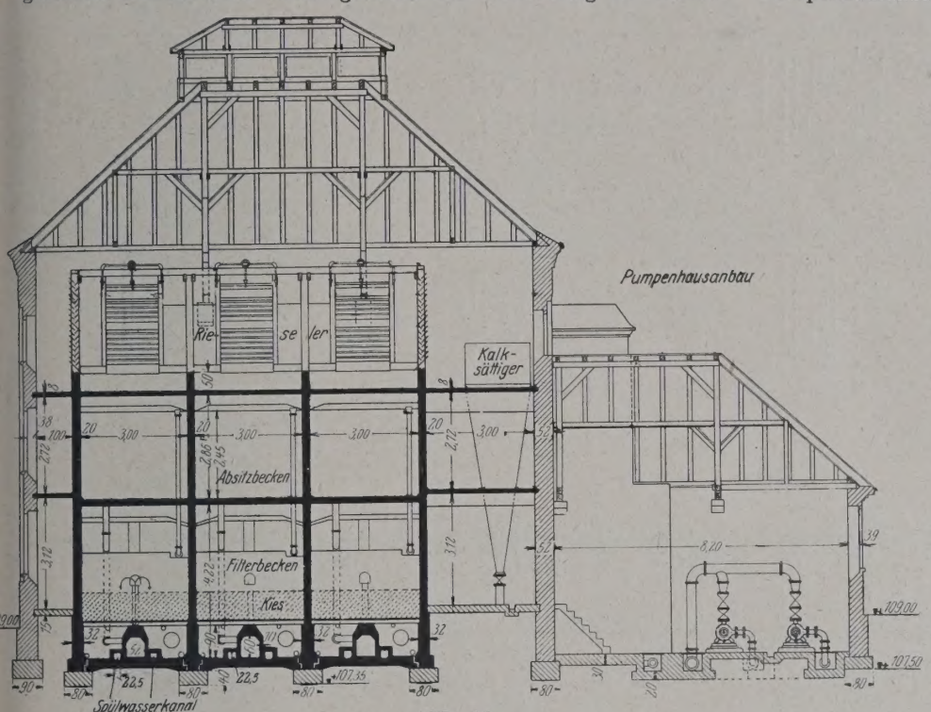


Abb. 16.

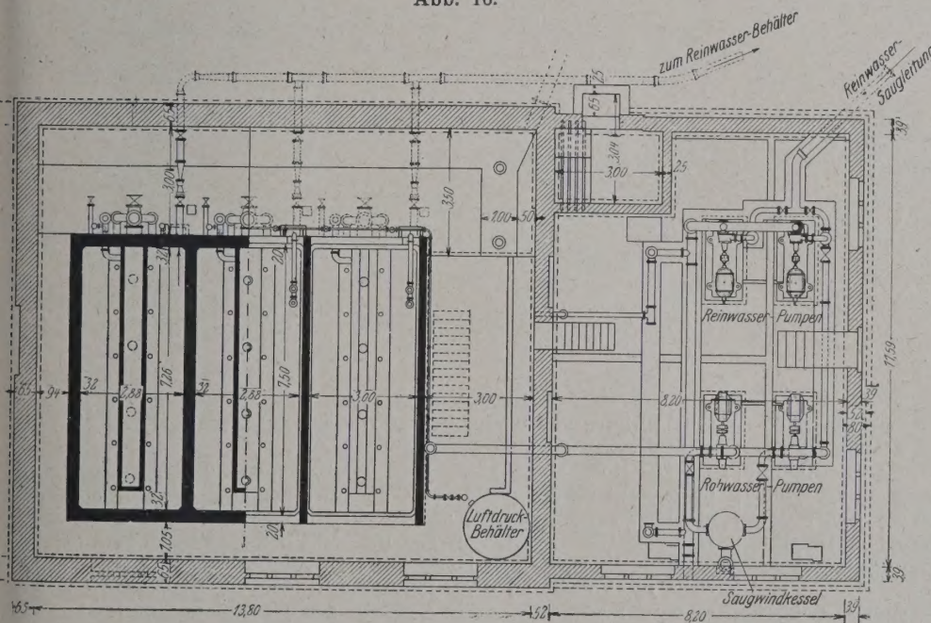


Abb. 17.

Permutit A.-G., Berlin, entworfen, die auch die maschinelle Einrichtung geliefert und aufgestellt hat. Das Wasser wird durch die in dem Pumpenhausanbau aufgestellten beiden Rohwasserpumpen mittels Filterbrunnen, die in der Umgegend abgeteuft sind, dem Grundwasser entnommen und fließt zunächst über die Rieseler, die im Dachgeschoß des Gebäudes untergebracht sind. Von hier aus fällt es in drei je 3 m breite und 7,5 m lange Absitzbecken, in denen eingebaute Tauchwände für eine weitere Reinigung sorgen. Von den Absitzbecken gelangt das Wasser durch Rohrleitungen in 0,52 m breite und 0,6 m hohe, annähernd rechteckige Eisenbetonkanäle unter den Filterbecken, von denen es durch Steigeröhren, deren vier in jedem Filterbecken vorgesehen sind, über die Kiesfilterschicht tritt. Diese ist etwa 0,8 m stark und ruht mittels durchlochter Bleche auf einem Rost von I-Trägern, die in die Wände einbetoniert sind. Das Wasser sickert durch den Kies hindurch, sammelt sich auf der Sohle der Filterbecken und wird in einen Reinwassersammelbehälter geleitet. Aus ihm wird es nach Bedarf durch die beiden Reinwasserpumpen, die gleichfalls in dem Pumpenhausanbau untergebracht sind, in den etwa 4 km entfernten

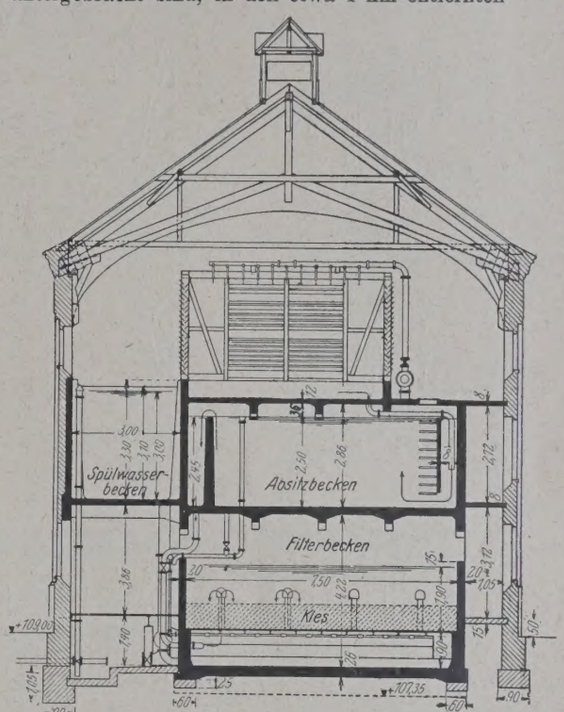


Abb. 18.

eisernen Hochbehälter gedrückt. Um ein schnelles Verschlammen des Kieses in den Filterbecken zu verhüten und dauernd eine sichere Reinigung des Wassers zu gewährleisten, wird der Filterkies in regelmäßigen Abständen, und zwar etwa jeden Tag einmal gespült. Hierfür ist in Höhe der Absitzbecken ein besonderes Spülwasserbecken von 3 m Breite und 9,4 m Länge vorhanden, aus dem das Spülwasser durch Rohrleitungen in die beiden kleinen Spülwasserkanäle von etwa 0,23 m l. W. auf der Sohle eines jeden Filterbeckens gelangt, um aus diesen durch kleine Öffnungen nach oben herauszutreten. Der Raum unter dem Filterkies wird so unter Wasserdruck gesetzt; zur Beschleunigung des Vorganges wird noch Druckluft eingeführt, und das Wasser durchströmt jetzt in umgekehrter Richtung von unten nach oben den Filterkies und lüftet ihn. Nach Bedarf kann dem Wasser auch Kalk zugesetzt werden, wofür zwei Kalksättiger vorgesehen sind. Die Leistung des Wasserwerks beträgt 160 m³/Std.

In den Abb. 20 bis 24 (S. 102) ist der erwähnte Reinwassersammelbehälter in seinen Einzelheiten dargestellt. Er ist in die Erde eingelassen, hat quadratischen Grundriß von 8,7 m l. W. und besteht vollkommen aus Eisenbeton. Außen hat er eine Grundwasserabdichtung mit einer dreifachen Papplage erhalten; innen ist er ebenso wie die sämtlichen Behälter des Wasserwerkgebäudes mit einem 2 cm starken wasserdichten Putz versehen. Die Wasserhaltung für die Herstellung des Reinwassersammelbehälters ist durch eine Grundwassersenkung bewirkt worden.

Die Erschöpfung der Tagebauten in unmittelbarer Nähe ihrer Grube Marga veranlaßte die Ilse, Bergbau-A.-G., im Jahre 1924 die bisherige Förderung der Kohle mit Kettenförderbahn aufzugeben und für diese Grube eine Großraumförderung einzurichten, die es ermöglichte, auch von weiter abgelegenen Gewinnungsstellen die Braunkohle zur Brikettfabrik zwecks weiterer Verarbeitung zu schaffen. Die Rohbraunkohle sollte in geschlossenen Zügen mit Selbstentladern von rd. 30 m³ Fassung über zwei Bunker gefahren, in diese gekippt und von

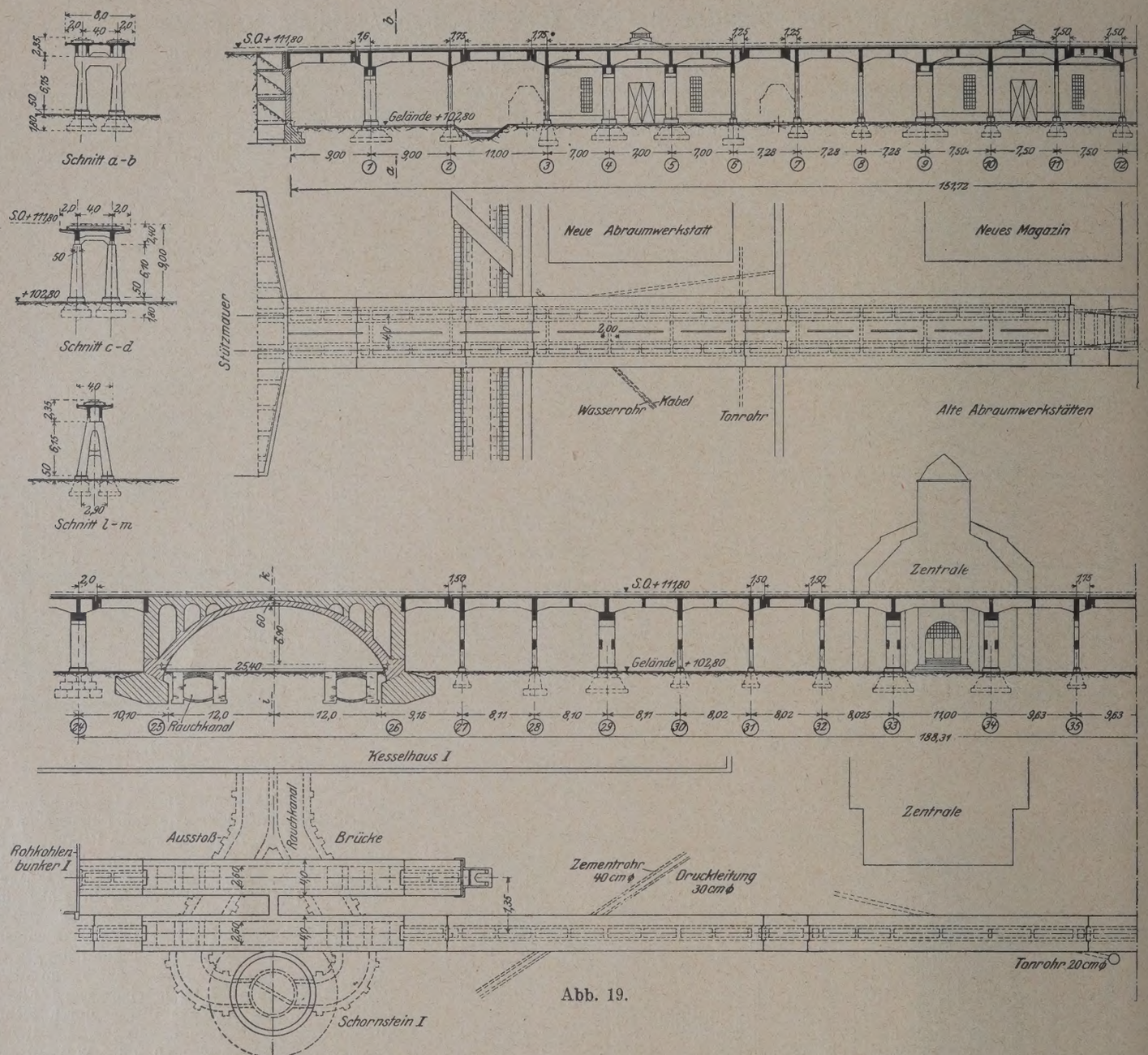


Abb. 19.

dort mittels Förderbänder in die Brechwerke der beiden Brikettfabriken geschafft werden.

Für die Zufahrt zu den beiden Bunkern war eine rd. 700 m lange Hochbahn herzustellen, die das gesamte Fabrikgelände überquerte. Die Gleise der Förderbahn hatten 90 cm Spur; die Achslasten betrugen 11,25 t. Nach eingehenden Erwägungen entschloß sich die Bauherrin, diese Hochbahn in Eisenbeton auszuführen.

In Abb. 19 ist das ausgedehnte Bauwerk im Grundriß, Längsschnitt und mehreren Querschnitten dargestellt. Das Tragwerk besteht fast durchweg aus Eisenbetonbalken, die in 7 bis 11 m Abstand auf Pendelstützen und zum Teil auch auf starren Stützen aufruhen; letztere dienen zur Aufnahme der Längskräfte in Richtung der Bahnachse und sind unten in den Fundamenten sowie oben in den Fahrbahnbalken eingespannt. Die unterirdischen Rauchkanäle, die zu den beiden Schornsteinen der Brikettfabrik führen, haben mit größeren Spannweiten überbrückt werden müssen; daher sind hier ausnahmsweise drei größere Gewölbe verwendet worden. Im übrigen haben für die Aufteilung der Hochbahn und die Stellung ihrer Stützen nicht allein konstruktive Gesichtspunkte maßgebend sein können. Weitgehende Rücksicht hat auf vorhandene oder noch herzustellende Gleisanlagen, auf Rohrleitungen im Erdreich, auf Straßen und Wege genommen werden müssen. Großer Wert ist auch darauf gelegt worden, die ganze Anlage der Hochbahn, ihre Gliederung und die Lage ihrer Stützen in Einklang zu bringen mit der einheitlichen, neuartigen und sehr wirkungsvollen Architektur der umliegenden Fabrik- und Verwaltungsgebäude.

Die Hochbahn beginnt an einer aus Klinkern hergestellten 9 m hohen Stützmauer, die den Bahndamm nach dem Fabrikgelände zu abschließt. Sie ist bis zu dem Bunker der Brikettfabrik I zweigleisig. Das eine Gleis mündet in den Bunker ein und ist über ihn hinaus noch durch eine 45 m lange Ausstoßbrücke verlängert. Das andere Gleis führt dicht an dem Bunker und später an den beiden Fabrikschornsteinen vorbei, läuft in den Bunker der Brikettfabrik II ein und endet hinter diesem mit einer 50 m langen Ausstoßbrücke.

Das am häufigsten bei der Balkenstrecke vorkommende Tragwerk ist der Balken auf fünf Stützen, von denen nur die mittlere mit dem Fundament und dem Balken biegungsfest verbunden ist, während die vier äußeren Pendelstützen sind (Tragwerke von den Stützen 7 bis 11, 12 bis 16, 17 bis 21, 27 bis 31, 43 bis 47). Zwischen den Stützen 3 und 6, 32 und 35 sowie 36 und 39 sind Balken auf vier Stützen mit zwei äußeren Pendelstützen und zwei biegungsfesten mittleren Stützen verwendet worden. Von der Stütze 1 bis Stütze 2 ist ein Balken vorgesehen, der mit der Stütze 1 biegungsfest verbunden ist, während Stütze 2 wieder als Pendelstütze ausgebildet ist. Von Stütze 22 bis 24 lagern die Balken auf drei Stützen, von denen die eine Endstütze starr und die beiden übrigen Stützen Pendelstützen sind. Sämtliche Tragwerke greifen über die Endstützen mit Kragarmen hinaus und sind dann miteinander durch Kopplerträger verbunden, die auf den Kragarmen auf der einen Seite mit

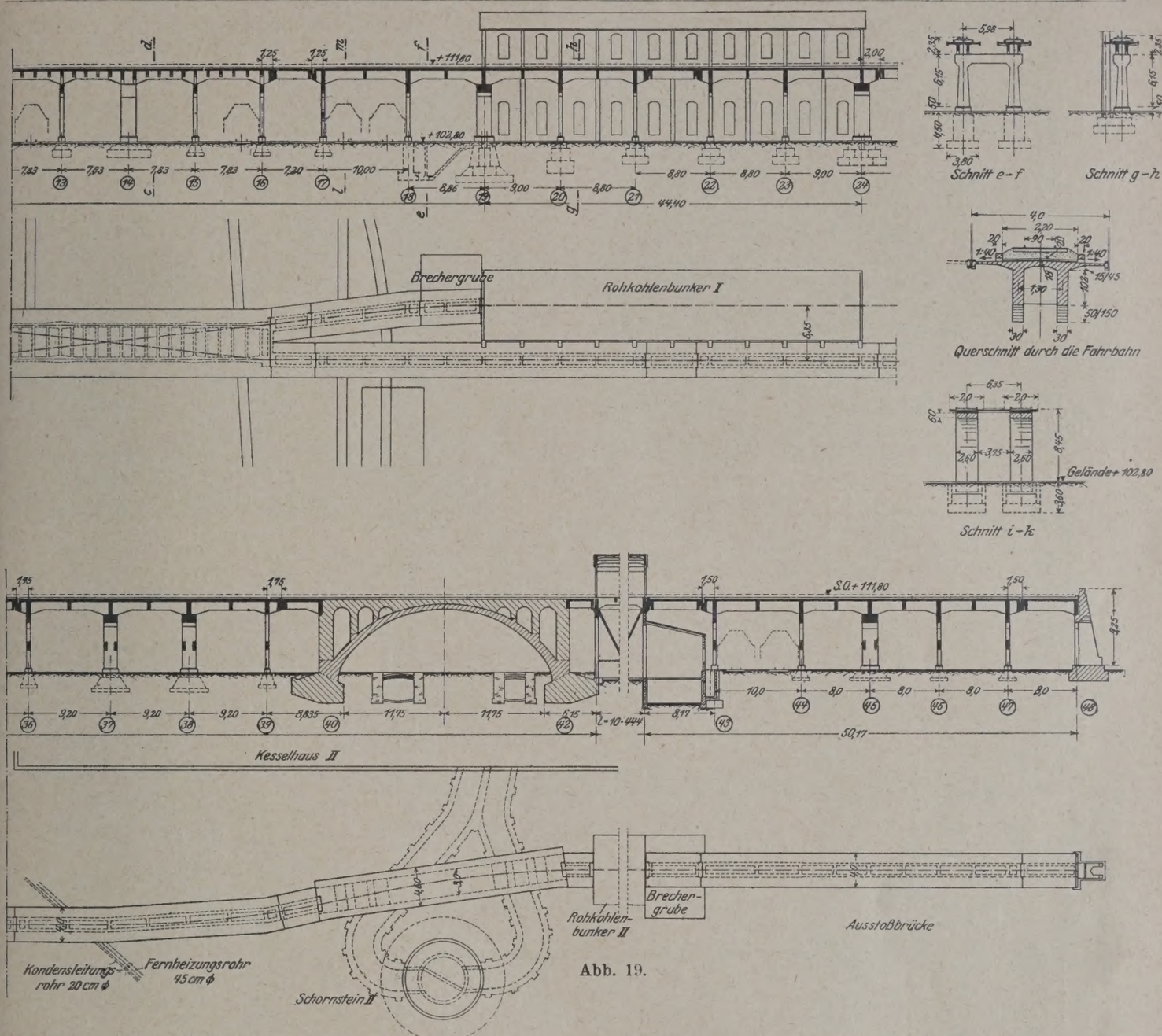


Abb. 19.

einem festen, auf der anderen mit einem beweglichen Auflager aufsitzen.

Die Schienenoberkante der Gleise liegt 9 m über Gelände. Die Gleise ruhen auf Querschwellen und sind mit diesen in einem Schotterbett gelagert.

Bei der zweigleisigen Strecke von der Stützmauer bis zu der Stütze 11 sind die Fahrbahnen, die 4 m Achsabstand voneinander haben, für jedes der beiden Gleise getrennt angeordnet (vergl. den Querschnitt *a* bis *b* in Abb. 19). Jede Fahrbahn besteht hier, wie bei allen übrigen Balkenstrecken, mit alleiniger Ausnahme der Strecke zwischen den Stützen 11 bis 16 aus zwei Längsbalken von 0,3 m Breite und 1,3 m Abstand, die oben durch eine 18 cm starke Platte miteinander verbunden sind. Die Platte kragt nach beiden Seiten über, um Platz für die Fußwege zu gewinnen. Die gesamte nutzbare Fahrbahnbreite beträgt 4 m, das Schotterbett ist 2,2 m breit und wird an beiden Seiten durch zwei 0,2 m breite Betonleisten eingefaßt, die auf die Fahrbahnen aufgesetzt sind. Zwischen diesen Betonleisten ist die Fahrbahn gedichtet. Die beiderseitigen 0,7 m breiten Fußwege sind mit einem Estrich versehen. Das eiserne Geländer ist an einer Randseite befestigt. Die Stützen, und zwar sowohl die Pendelstützen als auch die biegungsfesten Stützen, sind für beide Fahrbahnen gemeinsam und quer zur Fahrbahn als unten offene und oben geschlossene Rahmen ausgebildet. Die Längskräfte, die in Richtung der Fahrbahn auftreten, werden auf die starren Stützen übertragen. Um zu vermeiden, daß bei zwei sich kreuzenden Zügen die starren Stützen durch Längskräfte in verschiedenen Richtungen und so auf Verdrehung beansprucht werden, sind die Fahrbahnplatten der beiden Gleise über jeder Stütze auf eine Länge von 2 m miteinander verbunden. Eine Ansicht der fertigen Strecke von der Stützmauer bis etwa zur Stütze 9 zeigt Abb. 25; auf ihr ist auch ein Kohlenzug, bestehend aus einer elektrischen Lokomotive und sieben Selbstentladern, zu sehen.

Bei den Stützen 11 und 16 sind Weichen in den Gleisen angeordnet, um den Zügen den Übergang von dem einen nach dem anderen Gleis zu ermöglichen. Infolgedessen ist auf dieser Strecke für beide Gleise, gemäß Schnitt *c*—*d* in Abb. 19, eine einheitliche, 8 m breite Fahrbahnplatte vorgesehen, die mittels Querträger von zwei Längsbalken getragen wird (Abb. 26).

Hinter der Stütze 16 teilen sich die bisher parallel nebeneinander verlaufenden Fahrbahnen. Die eine führt in den Bunker I und endet hinter diesem mit einer 45 m langen Ausstoßbrücke; die andere geht weiter nach dem Bunker der Brikettfabrik II. Sie ist im Hinblick auf eine möglichst gestreckte Gleisführung so dicht als möglich an den Bunker I herangerückt worden, was die Anordnung gemeinsamer Fundamente für die Stützen der Hochbahn und die ihnen gegenüberliegenden Bunkerstützen zur Folge gehabt hat. Der Schnitt *g* bis *h* in Abb. 19 und Abb. 27 geben die Ausbildung der Pfeiler auf dieser Strecke wieder. Die nötige Quersteifigkeit wird dadurch erzielt, daß über jeder Stütze die Fahrbahn durch ein wagerecht liegendes Flacheisen mit den Bunkerstützen verankert ist; wagerechte

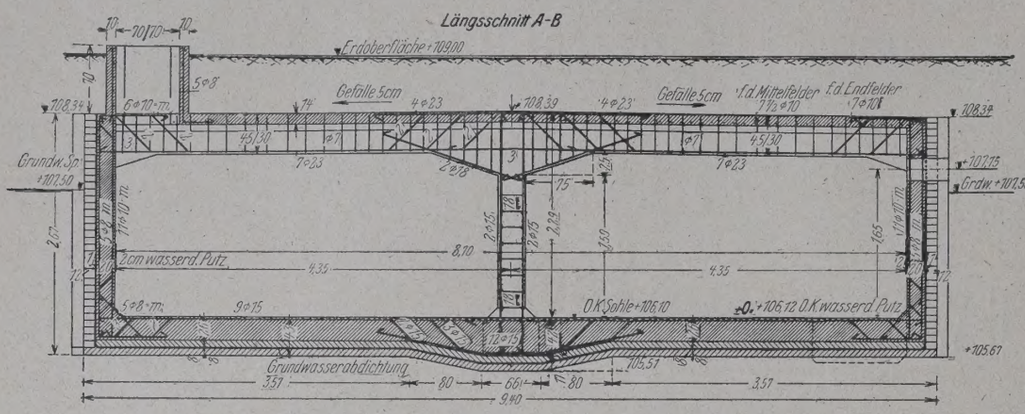


Abb. 20.

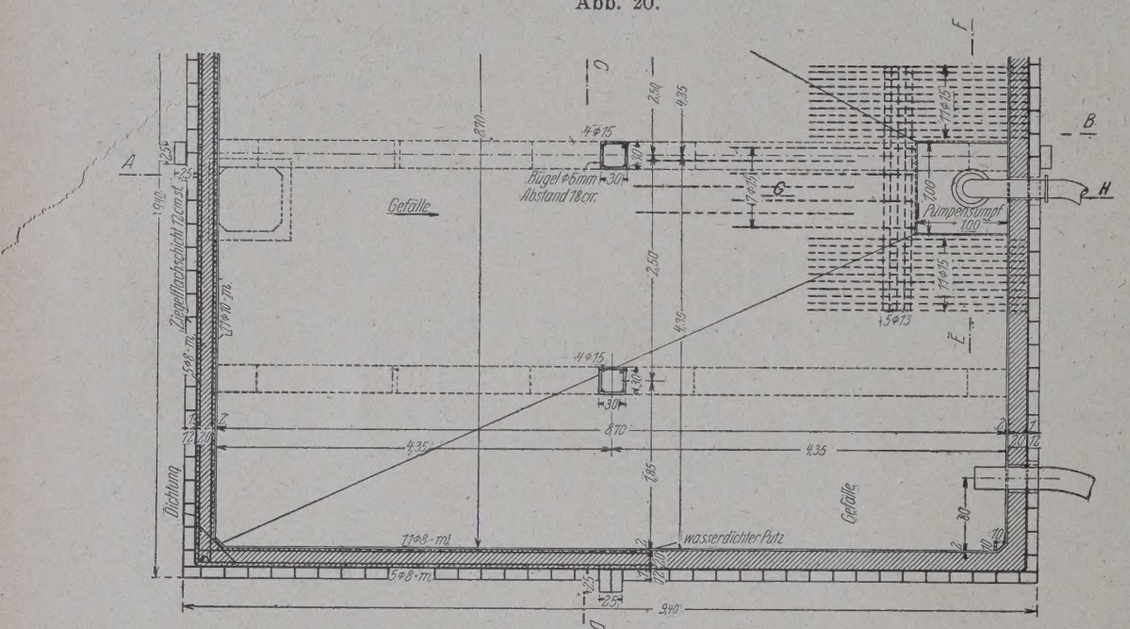


Abb. 21.

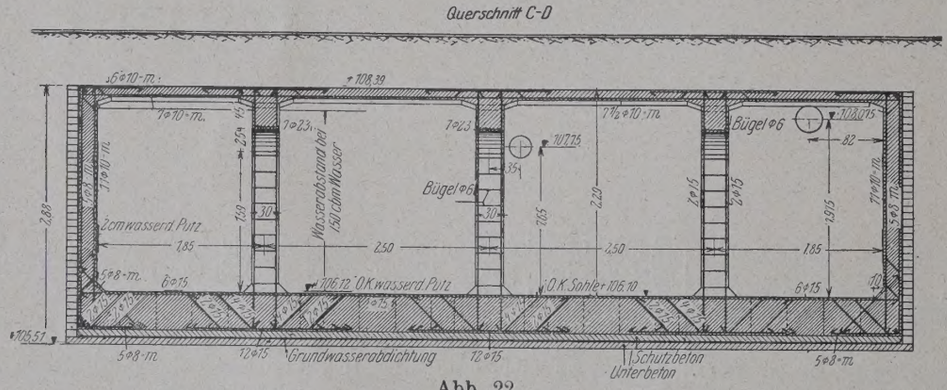


Abb. 22.

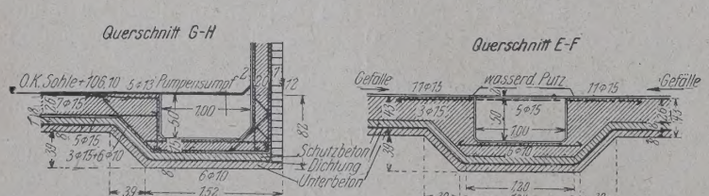


Abb. 23.

Abb. 24.

Kräfte quer zur Fahrbahn, wie Winddruck, Seitenstöße u. dergl., werden so an den Bunker abgegeben.

Hinter dem Bunker I haben die beiden Gewölbe im Zuge der Ausstoßbrücke und des nach dem Bunker II führenden Gleisstranges die gleichen Abmessungen. Sie sind 25,4 m weit gespannt; ihre Pfeilhöhe beträgt 6,9 m. Gelenke sind nicht vorhanden; die Bogen sind in den Widerlagern eingespannt. Bei einer Gewölbebreite von 2,6 m betragen die Wölbstärken im Scheitel 0,6 m und in den Kämpfern 1,2 m. Jeder Bogen ist oben und unten im Scheitel durch je 5 R.-E. 20 mm und desgleichen in den Kämpfern durch je 7 R.-E. 20 mm leicht bewehrt. Die aus Stampfbeton hergestellten Aufbauten sind mit Querkapellen durchbrochen; die Fußwege laden an jeder Seite um 0,7 m aus und sind wiederum aus Eisenbeton. In der Abb. 19 zeigt der Schnitt *i* bis *k* einen Querschnitt durch die beiden Gewölbe, die übrigens im Scheitel noch durch einen leichten Eisenbetonsteig miteinander verbunden sind; die Abb. 29 u. 30 geben zwei Ansichten wieder.

Die Fortsetzung der Hochbahn ist zwischen den Stützen 26 und 40 wieder als Balken ausgebildet. Die Fahrbahn hat den gleichen Querschnitt wie bei den übrigen Balkenstrecken. Die Stützen bilden quer zur Fahrbahn unten offene Rahmen, die am Kopf und in halber Höhe durch Riegel geschlossen sind. Zur Erhöhung der Quersteifigkeit sind die beiden Stiele eines jeden Pfeilers nach unten kräftig auseinandergezogen. Durch den Schnitt *l* bis *m* in Abb. 19 ist die Form der Stützen veranschaulicht; ihre äußere Wirkung läßt Abb. 28 erkennen, die den Teil der Hochbahn von der Kraftzentrale bis zum Bunker II darstellt.

Das Gewölbe, das vor dem Bunker II die Rauchkanäle überbrückt, liegt in einer Gleiskrümmung und hat daher eine um 0,4 m größere Breite als die oben beschriebenen beiden Bogen hinter dem Bunker I; sonst sind die Abmessungen die gleichen. Die 50 m lange Ausstoßbrücke, die sich an die Brücke II anschließt, weist keine Unterschiede gegen die übrigen eingleisigen Balkenstrecken auf; ihre Ansicht zeigt Abb. 31. Erwähnenswert ist noch der Endpfeiler, der am Kopfe einen Prellbock trägt und als kräftiger Eisenbetonstrebepfeiler zur Aufnahme von Pufferstößen ausgebildet ist. Der gleiche Pfeiler schließt auch die Ausstoßbrücke hinter dem Bunker I ab; er ist auf dem Lichtbilde der Abb. 30 deutlich zu erkennen.

Die große Zahl der verschiedenen Spannweiten und die Mannigfaltigkeit der Tragwerke haben die statische Berechnung zu einer recht umfangreichen Arbeit gemacht. Die Berechnung ist mit großer Sorgfalt und unter Berücksichtigung aller vorkommenden Belastungsfälle, auch

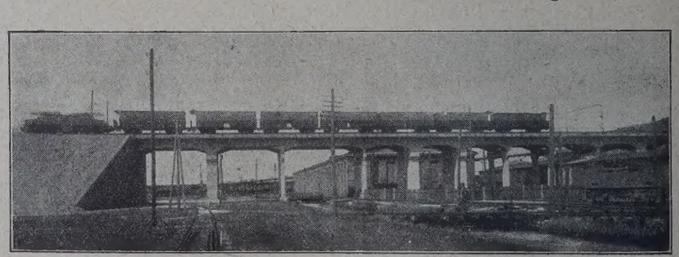


Abb. 25.

von Wärme und Schwinden, durchgeführt worden. Als höchste Beanspruchungen sind bestimmungsgemäß für die Überbauten der Balkenstrecken $\sigma_b = 30$ kg/cm² und $\sigma_e = 750$ kg/cm², für die Stützen und die Gewölbe $\sigma_b = 40$ kg/cm² und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² zugelassen

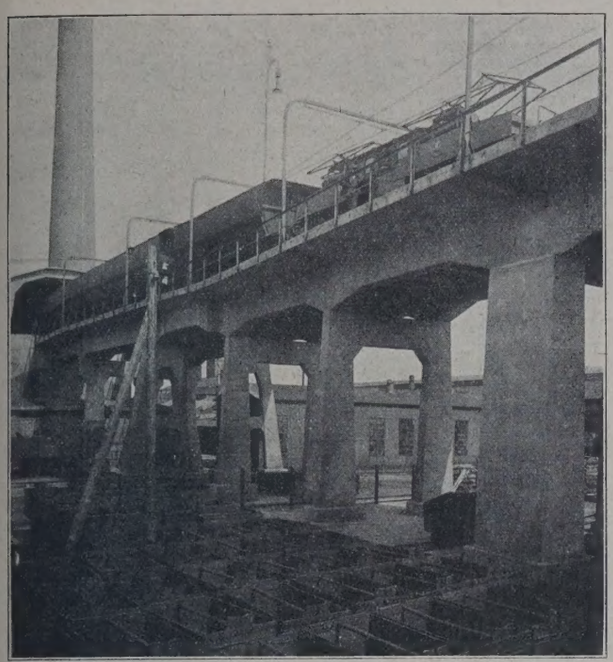


Abb. 26.

worden. Die größte Baugrundpressung beträgt im allgemeinen 3 kg/cm². Der Beton ist durchweg unter Splittzusatz hergestellt. Die laufend angestellten Druckversuche haben stets hohe Festigkeiten ergeben; z. B. sind bei Probewürfeln von 20 cm Kantenlänge in Mischung 1:3:2 nach etwa dreimonatiger Erhärtung Druckfestigkeiten von i. M. 380 kg/cm² festgestellt worden.

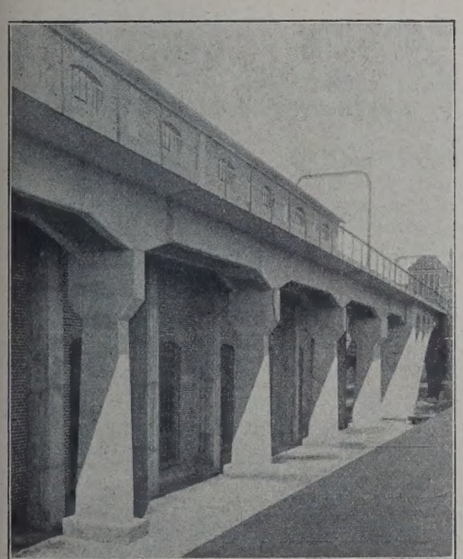


Abb. 27.

Mit den Bauarbeiten wurde im Sommer 1923 begonnen. Ursprünglich bestand die Absicht, sie bis zum Ende desselben Jahres durchzuführen. Die schwere wirtschaftliche Krisis im Herbst 1923 ließ aber ein langsameres Fortschreiten der Arbeiten und ihre zeitweilige Unterbrechung als angezeigt erscheinen. Der Bau wurde im Sommer 1924 beendet; der erste Teil der Hochbahn bis zum Bunker I wurde bereits im Frühjahr und der weitere Teil zum Bunker II einige Monate später in Betrieb genommen.

Abb. 28.

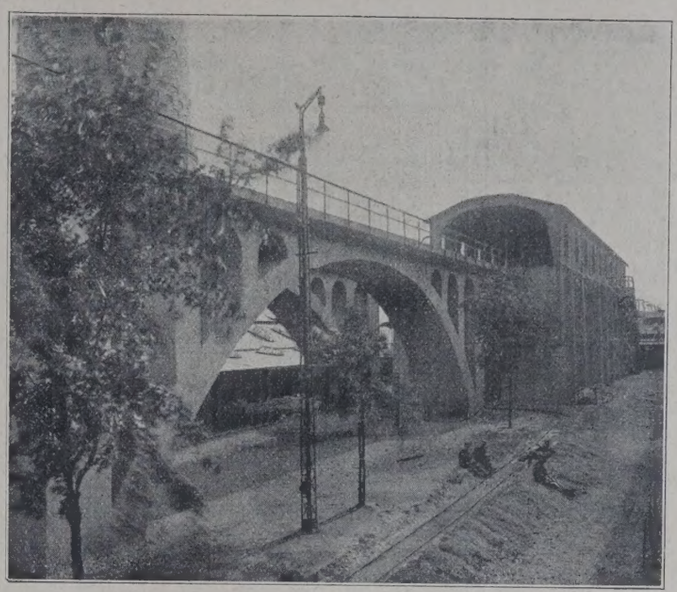


Abb. 29.

Bei der großen Länge des Bauwerkes von rd. 700 m und dem großen Umfange der einzuschalenden Flächen war es für die Wirtschaftlichkeit der Ausführung von entscheidender Bedeutung, die Kosten für die Schal- und Rüstarbeiten nach Möglichkeit einzuschränken. Durch sorgfältige Vorbereitung, durch Herstellung von leicht zu versetzenden Schaltafeln, die immer wieder verwendet werden konnten, durch zweckmäßigste Ausbildung der Lehrgerüste wurde dieses Ziel angestrebt. Für die Gewölbe wurde dasselbe Lehrgerüst dreimal benutzt. Bei den beiden nebeneinanderliegenden Gewölben hinter dem Bunker I brauchte das Lehrgerüst nicht einmal auseinandergenommen zu werden; es wurde, wie es war, im ganzen seitlich verschoben, was nur einige Stunden erforderte. Durch derartige Mittel gelang es in der Tat, die für das Einschalen und Einrüsten erforderlichen Aufwendungen sehr weitgehend zu beschränken.

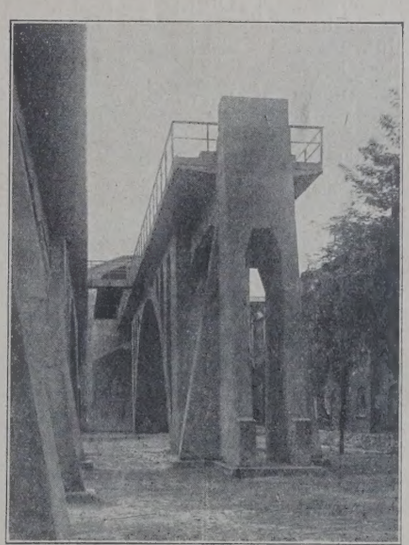


Abb. 30.

Der Betrieb auf der Hochbahn hat bisher keine Beanstandungen ergeben. Trotz des großen Gewichtes der darüberfahrenden Züge sind nicht die geringsten Erschütterungen zu spüren.

Die im vorstehenden beschriebenen Bauten wurden in dem technischen Bureau der Ilse, Bergbau-A.-G., unter Aufsicht der Herren Direktor Fischer und Oberingenieur Xanke entworfen. Die Ausführung war der A.-G. für Beton- und Monierbau, Berlin, übertragen, die auch die Einzelheiten der Entwürfe durcharbeitete.

Abb. 31.

Vermischtes.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1924/25. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Insgesamt[1])	Davon: Deutsche	Ausländer	Staatslose
Aachen . . .	1065	36	48	1149 —	—	—	—
Berlin . . .	3877	161	239	4277 (3670)	—	—	—
Braunschweig	1060	92	282	1434 (1164)	1272	162	—
Breslau . . .	1067	66	18	1151 (1182)	—	—	—
Danzig . . .	1518	64	119	1701 (1642)	1030	671	—
Darmstadt .	2371	44	223	2638 (2530)	2039	332	—
Dresden . .	2464	305	283	3052 (3569)	1977	487[2])	—
Hannover . .	2349	112	219	2680 (2383)	2517	148	15
Karlsruhe . .	1385	38	147	1570 (1663)	1365	205	—
München . .	4404	165	146	4715 (4647)	4283	423	9
Stuttgart . .	1914	86	517	2517 (1982)	2356	157[3])	4

[1]) Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Sommerhalbjahr 1924. — [2]) Einschließlich 244 Auslandsdeutschen. — [3]) Darunter 89 deutscher Abkunft.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für

	Ingenieurbauwesen	Architektur	Maschinenbau	Elektrotechnik	Chemie	Pharmazie	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft	Allg. Wirtschaftwissenschaft
Aachen . . .	70	45	240	130	88	—	—	31
Berlin . . .	319	216	1238	994	326	—	45	—
Braunschweig	92	77	371	167	184	127	42	—
Breslau . . .	—	—	400	242	138	—	—	36
Danzig . . .	206	98	566	313	93	—	51	—
Darmstadt .	226	162	938	723	234	27	49	12
Dresden . .	244	183	1117		433	—	50	437
Hannover . .	116	266	1086	568	241	—	72	—
Karlsruhe . .	224	88	468	371	223		—	14
München . .	395	302	2223		480	—	—	727
Stuttgart . .	189	188	730	293	297	33	—	146

Außerdem: Bergbau: Aachen 187, Berlin 383, Breslau 75. — Schiff- u. Schiffsmaschinenbau: Berlin 207, Danzig 147. — Hüttenkunde: Aachen 274, Berlin 149, Breslau 176, Stuttgart 38. — Landwirtschaft: München 277. — Geisteswissenschaften: Danzig 44.

Die Kärntner Kraftwerke in Betrieb. Vor kurzem sind die Kärntner Wasserkraftwerke Forstsee in der Nähe von Velden am Wörther See eröffnet worden. Von den ausbauwürdigen Wasserkräften Österreichs von 1,7 Mill. PS Jahresmittelleistung sind damit etwa 214 000 PS, also der achte Teil, ausgebaut.

Ein Weichseltunnel in Warschau. Zur Verbindung des Wiener Bahnhofes in Warschau mit dem Petersburger Bahnhof in Praga, von dem auch die Züge nach Moskau ausgehen, wird ein Tunnel erbaut, der bereits bis zur Weichsel vorgeschritten ist. Der schwierigste Teil des auf drei Jahre veranschlagten Baues steht also noch bevor. Die Tunnelstrecke folgt nach Mitteilung der V. D. I.-Nachrichten vom Wiener Bahnhof aus der Jerusalemer Allee und führt in einer Schleife zur Poniatowski- (früher Alexander-) Brücke, die in die etwa 1000 m lange Straße zum Petersburger Bahnhof einmündet. Die Länge der Tunnelstrecke beträgt etwas mehr als 4 km; die alte Umgehungsbahn, die um den ganzen nördlichen Stadtteil Warschaus bis zur Eisenbahnbrücke am Fort Wladimir herumführte und für die Einfahrt der Züge in den Pragaer Bahnhof eine Spitzkehre mit Lokomotivwechsel hatte, war dagegen 15 km lang, so daß die neue Verbindung eine wesentliche Streckenverkürzung und Vereinfachung des Bahnbetriebes ergeben wird.

Geheimer Baurat Max Leibbrand †. Am 6. Februar d. J. ist, wie wir dem „Schwäb. Merk." entnehmen, in Stuttgart der frühere hohenzollerische Landesbaurat a. D. Max Leibbrand im Alter von 73 Jahren gestorben. Er hat sich durch seine hervorragende fachliche Tätigkeit und seine Leistungen, namentlich auf dem Gebiete des Brückenbaues, unter den deutschen Technikern einen ehrenvollen Platz gesichert. Er war geboren am 7. Juli 1851 in Ellwangen. Seine erste praktische Tätigkeit fand er von 1872 bis 1875 bei dem Bau der Murrbahn beim Eisenbahnbauamt Waiblingen, dann trat er in die Dienste der schweizerischen Zentralbahn, wo er bei dem Umbau des Zentralbahnhofs Basel tätig war. Später fand er Anstellung bei der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau und war bei den Straßenbauinspektionen Ellwangen und Rottweil bei Ausführung von Straßenbauten tätig.

Im Dezember 1877 wurde er von dem hohenzollerischen Landeskommunalverbande zum Vorstande des Landesbauamts Sigmaringen berufen, in eine Stellung, in der er bis zu seiner Zuruhesetzung im Oktober 1918, 41 Jahre lang, verblieb. Seine Tätigkeit umfaßte die Leitung des gesamten Bauwesens des hohenzollerischen Landeskommunalverbandes. Die Straßen Hohenzollerns brachte Leibbrand auf einen mustergültigen Stand. Unter seiner Leitung wurde das Landesspital und das Landeshaus in Sigmaringen gebaut. Hervorragendes leistete er auf dem Gebiete des Brückenbaues durch die Ausführung einer Reihe weitgespannter Bogenbrücken aus Beton, deren Bau seinen Namen in ganz Deutschland und im Auslande bekannt machte. Die erste größere Brücke war die 44 m weite Donaubrücke bei Inzigkofen mit offenen Gelenken, die im Jahre 1895 erbaut wurde und eine Zierde der Landschaft bildet. Dieser folgte die 50 m weite Neckarbrücke bei Neckarhausen, dann die 30 m weite Eyachbrücke bei Imnau (mit neuartigen steinernen Gelenken) und andere. Neben den Brückenbauten, die der verstorbene Präsident v. Leibbrand und der verstorbene Oberbaurat Rheinhardt in Württemberg ausgeführt hatten, wirkten die hohenzollerischen Brücken Leibbrands bahnbrechend auf dem Gebiete des Brückenbaues. Erst durch die Anwendung von Gelenken wurde die Ausführung von Flachgewölben größerer Stützweite ermöglicht. Die Veröffentlichungen über die in Württemberg und Hohenzollern erbauten Flachbogenbrücken[1]) haben vorbildlich gewirkt. Hunderte von Brücken sind nach diesen Beispielen ausgeführt; sie haben eine neue Epoche des Stein- und Beton-Brückenbaues eingeleitet und so den Ruf schwäbischer Ingenieurkunst in weite Kreise Deutschlands und des Auslandes getragen. Leibbrands Erfahrungen auf dem Gebiete des Brückenbaues gaben vielfach Anlaß, ihn als Gutachter bei Brückenbauten des In- und Auslandes zu berufen.

Besonderes Verdienst um die hohenzollerischen Lande erwarb sich Leibbrand bei der Durchführung der hohenzollerischen Landesbahnen, durch die der wirtschaftliche Aufschwung des Landes in hohem Maße gefördert wurde. Zum Vorstande der hohenzollerischen Landesbahn-Aktien-Gesellschaft berufen, konnte er beim Bau der Bahnen sein reiches Wissen und Können, sein Verwaltungstalent sowie seine vor keiner Schwierigkeit zurückschreckende Tatkraft einsetzen. Seiner Einwirkung ist es zu danken, daß die hohenzollerischen Landesbahnen, die ein Netz von 107 km umfassen, nicht, wie ursprünglich geplant, schmalspurig, sondern normalspurig hergestellt wurden.

1909 wurde L. der Titel eines Kgl. Preuß. Geheimen Baurats verliehen. Im Jahre 1913 erhielt er von Hohenzollern die goldene Medaille für Kunst und Wissenschaft.

Die Geschäfte des Vorstandes der hohenzollerischen Landesbahnen behielt er nach seiner Zuruhesetzung noch bei. Seine körperliche und geistige Frische ermöglichte es ihm, auch im Ruhestande noch vielfach als Gutachter und Schiedsrichter tätig zu sein. Bei der bekannten Tiefbauunternehmung Grün & Bilfinger in Mannheim blieb er Vorsitzender des Aufsichtsrats.

[1]) Die Donaubrücke bei Inzigkofen in Hohenzollern. Berlin 1896. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. (Vergriffen.)
Die Neckarbrücke bei Neckarhausen in Hohenzollern. Berlin 1903. Ebenda.
Betonbrücke mit Granitgelenken über die Eyach bei Imnau in Hohenzollern. Berlin 1898. Ebenda. (Vergriffen.)
Betonbrücke über die Donau bei Munderkingen. Berlin 1894. Ebenda. (Vergriffen.)

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahnoberräte Nather, Regensburg, als Referent zur R. B. D. Ludwigshafen und Gießen, Ludwigshafen, nach München als Referent zum Maschinenkonstruktionsamt bei der Gruppenverwaltung Bayern; — die Reichsbahnräte Dr. jur. Pax, Stettin, als Vorstand zum Verkehrsamt Stargard (Pomm.), Dr.-Ing. Kümmell, Elberfeld, als Mitglied zur R. B. D. Berlin, Pantel, Wittenberge, als Vorstand zum Betriebsamt II Nordhausen, Joseph Müller, Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt I Elberfeld, Binder, Birkenwerder, zur R. B. D. Berlin, Fröhlich, Berlin, als Vorstand zur Bauabteilung Birkenwerder, Voitel, Zwickau (Sa.), zur Bauabteilung Gleiwitz mit amtlichem Wohnsitz in Hindenburg (Oberschles.), Doll, Kaiserslautern, nach München als Hilfsreferent zur Gruppenverwaltung Bayern und Diedrich, Essen, als Mitglied zur R. B. D. Elberfeld.

Überwiesen sind: die Reichsbahnräte Zorn von der R. B. D. zum Betriebsamt VI Berlin und Dr. jur. Fischl von der R. B. D. zur Betriebsinspektion Regensburg als Vorstand.

Gestorben: der Reichsbahnrat Adolf Rosenthal, Berlin.

INHALT: Der Abschluß der Zuidersee. — Neuere Eisenbetonbauten bei der Ilse, Bergbau-Aktiengesellschaft. (Schluß.) — Vermischtes: Besuch der deutschen Technischen Hochschule im Winterhalbjahr 1924/25. — Kärntner Kraftwerke in Betrieb. — Weichseltunnel in Warschau. — Geheimer Baurat Max Leibbrand †. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang | BERLIN, 6. März 1925 | Heft 10

Trägheitsmomente und Randspannungen des kreisringförmigen Querschnitts bei ausmittigem Druck.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ingenieur **Georg Dreyer**, Gewerbestudienrat, Mittweida.

I. Voller Kreisquerschnitt.

Ist ein kreisförmiger Querschnitt, der nur Druckspannungen aufnehmen kann, durch eine Kraft R außerhalb des Kernes auf Druck beansprucht, so entsteht über dem wirksamen Teil der Druckfläche ein Zylinderhuf als Spannungskörper. Die Mittellinie der Kraft R geht durch den Schwerpunkt S_1 des Spannungskörpers, d. h. die Exzentrizität a ist gleichzeitig der Schwerpunktabstand für diesen Zylinderhuf.

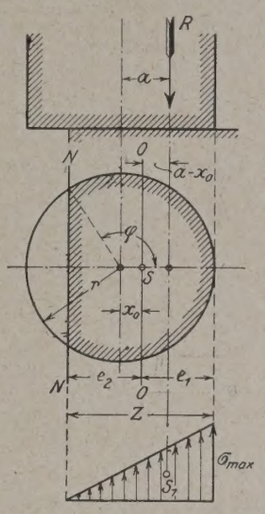


Abb. 1.

Die größte Randspannung kann in bekannter Weise zusammengesetzt werden aus der reinen Druckspannung $\sigma_0 = \frac{R}{F}$ und der Biegungsspannung

$$\sigma_1 = \frac{R(a-x_0)}{J_0}\, e_1.$$

Hieraus die größte Randspannung

$$\sigma_{max} = \sigma_0 + \sigma_b$$

oder

$$\boxed{\sigma_{max} = \frac{R}{F} + \frac{R(a-x_0)}{J_0}\, e_1} \text{ kg/cm}^2 \quad . \quad 1)$$

Ferner ist die Lage der Nullinie $N-N$ dadurch bestimmt, daß hier der Unterschied der Spannungen $\sigma_0 - \sigma_2 = 0$ sein muß. Also erhält man die Bedingung $\sigma_0 = \sigma_2$ oder

$$\frac{R}{F} = \frac{R(a-x_0)}{J_0}\, e_2$$

und hieraus

$$\boxed{\frac{J_0}{e_2} = F(a-x_0)} \text{ cm}^3 \quad . \quad . \quad . \quad 2)$$

Mit Rücksicht auf die in Abb. 1 enthaltenen Bezeichnungen ist nun

die wirksame Druckfläche

$$\boxed{F = r^2\left(\varphi - \frac{1}{2}\sin 2\varphi\right)} \text{ cm}^2 \quad . \quad 3)$$

der Schwerpunktabstand

$$\boxed{x_0 = r\,\frac{2}{3}\cdot\frac{\sin^3\varphi}{\varphi - \frac{1}{2}\sin 2\varphi}} \text{ cm} \quad . \quad 4)$$

und das Trägheitsmoment, bezogen auf die durch den Kreismittelpunkt gehende Y-Achse

$$\boxed{J_y = \frac{r^4}{8}\left(2\varphi - \frac{1}{2}\sin 4\varphi\right)} \text{ cm}^4 \quad . \quad 5)$$

Nach Einführung der Hilfsgrößen

$$A = \varphi - \frac{1}{2}\sin 2\varphi,$$

$$B = \frac{2}{3}\sin^3\varphi \quad \text{und}$$

$$C = \frac{1}{8}\left(2\varphi - \frac{1}{2}\sin 4\varphi\right)$$

ergibt sich die einfachere Schreibweise

$$\boxed{F = Ar^2} \text{ cm}^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 6)$$

$$\boxed{x_0 = \frac{B}{A}\, r} \text{ cm} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 7)$$

und

$$\boxed{J_y = Cr^4} \text{ cm}^4 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 8)$$

Nunmehr erhält man aus der Reduktionsformel

$$J_y = J_0 + Fx_0^2$$

das Trägheitsmoment für die Schwerpunktachse $0-0$

$$J_0 = J_y - Fx_0^2 = Cr^4 - Ar^2\frac{B^2}{A^2}r^2$$

oder

$$\boxed{J_0 = r^4\left(C - \frac{B^2}{A}\right)} \text{ cm}^4 \quad . \quad . \quad . \quad 9)$$

Nach Abb. 1 ist

$$e_2 = x_0 + r\cos(180^0 - \varphi) = x_0 - r\cos\varphi,$$

also

$$\boxed{e_2 = r\left(\frac{B}{A} - \cos\varphi\right)} \text{ cm} \quad . \quad . \quad . \quad 10)$$

Setzt man die Werte aus Gl. 6 bis 10 in Gl. 2 ein, so folgt

$$\frac{r^4\left(C - \frac{B^2}{A}\right)}{r\left(\frac{B}{A} - \cos\varphi\right)} = Ar^2\left(a - \frac{B}{A}\,r\right)$$

Hieraus

$$\boxed{\frac{a}{r} = \frac{C - B\cos\varphi}{B - A\cos\varphi}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 11)$$

Nun sind die Hilfsgrößen A, B und C Funktionen, deren Abhängigkeit von φ in den Abb. 2, 3 u. 4 durch Schaulinien dargestellt sind. Ebenso ist in Abb. 5 oben die Funktion $\frac{a}{r}$ durch eine Schaulinie $\left(\text{für } \frac{r_1}{r} = \alpha = 0{,}0\right)$ dargestellt, so daß man zu jedem gegebenen Verhältnis $\frac{a}{r}$ den zugehörigen Winkel φ mit für die praktische Anwendung genügender Genauigkeit ablesen kann und dadurch sofort über die Lage der Nullinie Bescheid weiß.

Will man nun nach Gl. 1 die Kantenpressung bestimmen, so setzt man nach Abb. 1

$$e_1 = r - x_0 \quad \text{oder} \quad \boxed{e_1 = r\left(1 - \frac{B}{A}\right)} \text{ cm} \quad . \quad . \quad . \quad 12)$$

Mit Hilfe der Gl. 6, 7, 9 u. 12 erhält man nach Gl. 1 die Kantenpressung

$$\sigma_{max} = \frac{R}{Ar^2} + \frac{R\left(a - \frac{B}{A}r\right)\, r\left(1 - \frac{B}{A}\right)}{r^4\left(C - \frac{B^2}{A}\right)}$$

oder umgeformt

$$\sigma_{max}\frac{r^2}{R} = \frac{C + \frac{a}{r}(A - B) - B}{AC - B^2} = \xi.$$

Setzt man noch für $\frac{a}{r}$ den Wert der Gl. 11 ein, so folgt als neue Hilfsgröße

$$\boxed{\xi = \frac{1 - \cos\varphi}{B - A\cos\varphi}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 13)$$

Auch diese Hilfsgröße ist nur vom Winkel φ abhängig und in Abb. 5 durch eine Schaulinie dargestellt, so daß man zu jedem Wert $\frac{a}{r}$ außer dem Winkel φ auch gleich den zugehörigen Wert ξ ablesen kann. Man erhält dann die größte Kantenpressung

$$\sigma_{max} = \xi \frac{R}{r^2} \text{ kg/cm}^2 \quad . \quad . \quad . \quad 14)$$

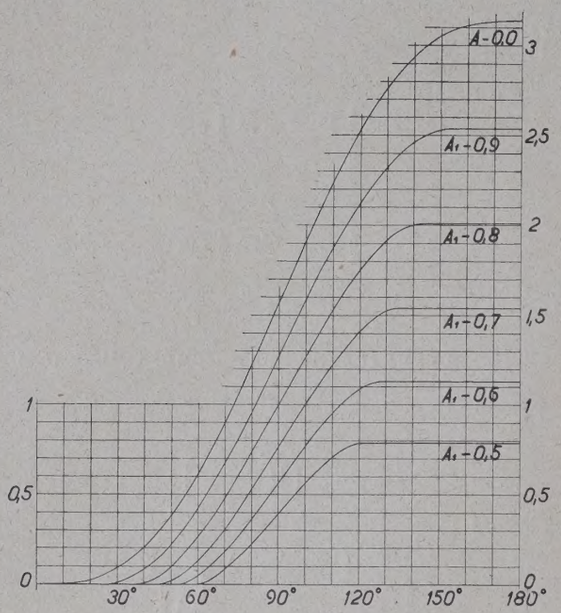


Abb. 2.

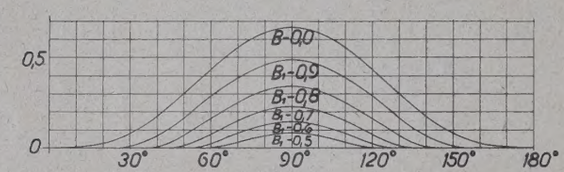


Abb. 3.

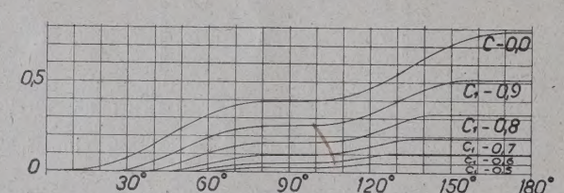


Abb. 4.

II. Ringquerschnitt.

Ist r_1 der Halbmesser des inneren, r der des äußeren Kreises, so möge $\alpha = \frac{r_1}{r}$, das Höhlungsverhältnis, gegeben sein. Wird der Innenkreis von der Nullinie auf der einen oder anderen Seite gerade berührt, so gehören hierzu die Grenzwinkel φ_1 und φ_2 (Abb. 6 u. 7), die dadurch bestimmt sind, daß

$$\cos\varphi_1 = +\frac{r_1}{r} \quad \text{und} \quad \cos\varphi_2 = -\frac{r_1}{r} \text{ ist.}$$

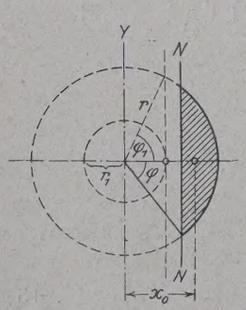


Abb. 6.

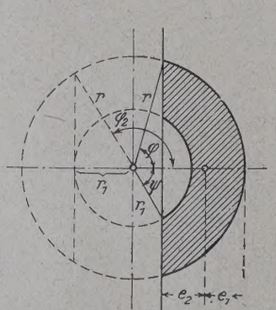


Abb. 7.

Es entstehen daher drei Fälle, die getrennt zu behandeln sind.

1. $\varphi < \varphi_1$.

In diesem Falle behalten die für den vollen Querschnitt oben entwickelten Formeln ihre Gültigkeit.

2. $\varphi_1 < \varphi < \varphi_2$.

In diesem Falle geht die Nullinie nach Abb. 7 durch die Höhlung, also kann der wirksame Teil des Ringquerschnitts als Unterschied zwischen zwei Kreisabschnitten aufgefaßt werden. Dann ist

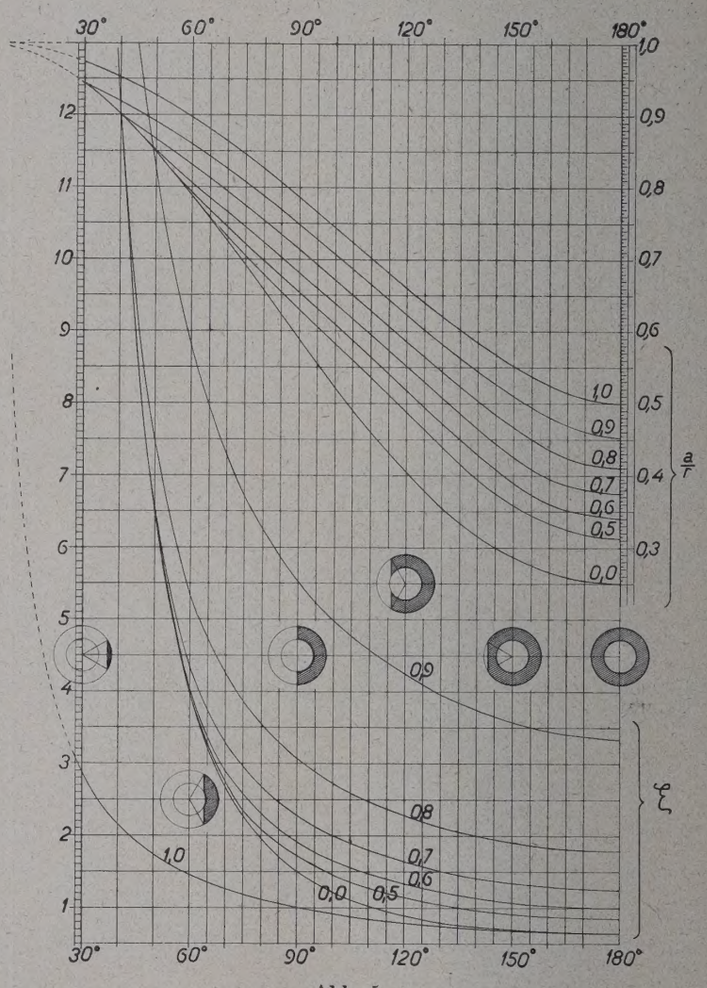


Abb. 5.

$$F = r^2\left(\varphi - \frac{1}{2}\sin 2\varphi\right) - r_1^2\left(\psi - \frac{1}{2}\sin 2\psi\right)$$

oder

$$F = \left[\left(\varphi - \frac{1}{2}\sin 2\varphi\right) - \alpha^2\left(\psi - \frac{1}{2}\sin 2\psi\right)\right] r^2 \quad 15)$$

Hierbei gehört zu jedem Winkel φ des Außenkreises ein entsprechender Winkel ψ des Innenkreises mit dem Zusammenhang

$$r\cos\varphi = r_1\cos\psi$$

also

$$\cos\psi = \frac{r}{r_1}\cos\varphi = \frac{\cos\varphi}{\alpha} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 16)$$

Man kann daher für den Innenkreis dieselben vereinfachenden Hilfsgrößen annehmen

$$A' = \psi - \frac{1}{2}\sin 2\psi$$

$$B' = \frac{2}{3}\sin^3\psi$$

und

$$C' = \frac{1}{8}\left(2\psi - \frac{1}{2}\sin 4\psi\right)$$

Gl. 15 nimmt hiernach die einfachere Form an

$$F = (A - \alpha^2 A')\, r^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 17)$$

Für den Schwerpunktabstand erhält man dann

$$x_0 = \frac{A r^2 \frac{B}{A} r - A' r_1^2 \frac{B'}{A'} r_1}{A r^2 - A' r_1^2}$$

oder

$$x_0 = \frac{B - \alpha^3 B'}{A - \alpha^2 A'} r \quad \ldots\ldots\ldots 18)$$

und für das Trägheitsmoment

$$J_y = C r^4 - C' r_1^4$$

oder

$$J_y = (C - \alpha^4 C') r^4 \quad \ldots\ldots 19)$$

Setzt man

$$\alpha^2 A' = A_1; \quad \alpha^3 B' = B_1 \quad \text{und} \quad \alpha^4 C' = C_1$$

so erhält man neue Hilfsgrößen, die für gegebenes Höhlungsverhältnis abhängig vom Winkel φ des Außenkreises nach Abb. 2, 3 u. 4 durch Schaulinien dargestellt werden können. Setzt man schließlich

$$A - \alpha^2 A' = A - A_1 = A_0$$
$$B - \alpha^3 B' = B - B_1 = B_0 \quad \text{und}$$
$$C - \alpha^4 C' = C - C_1 = C_0,$$

so können die Werte A_0, B_0 und C_0 als Unterschiede der Ordinaten zwischen den Schaulinien für A und A_1, B und B_1 bzw. C und C_1 abgegriffen werden. Mit diesen neuen Hilfsgrößen ergeben sich dann dieselben einfachen Beziehungen wie beim vollen Querschnitt

$$\boxed{F = A_0 r^2} \text{ cm}^2 \quad \ldots\ldots 20)$$

$$\boxed{x_0 = \frac{B_0}{A_0} r} \text{ cm} \quad \ldots\ldots 21)$$

$$\boxed{J_y = C_0 r^4} \text{ cm}^4 \quad \ldots\ldots 22)$$

so daß jetzt auch die Gl. 9, 11, 13 u. 14 gelten, wenn man A_0, B_0 und C_0 einführt an Stelle von A, B und C

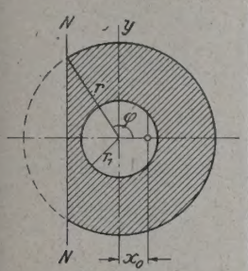


Abb. 8.

$$\boxed{J_0 = r^4 \left(C_0 - \frac{B_0^2}{A_0} \right)} \text{ cm}^4 \quad \ldots 23)$$

$$\boxed{\frac{a}{r} = \frac{C_0 - B_0 \cos\varphi}{B_0 - A_0 \cos\varphi}} \quad \ldots 24)$$

$$\boxed{\xi = \frac{1 - \cos\varphi}{B_0 - A_0 \cos\varphi}} \quad \ldots 25)$$

$$\boxed{\sigma_{max} = \xi \frac{R}{r^2}} \text{ kg/cm}^2 \quad \ldots 26)$$

3. $\varphi > \varphi_2$.

Jetzt wird nach Abb. 8

$$F = A r^2 - \pi r_1^2 = (A - \alpha^2 \pi) r^2 = (A - A_1) r^2 = \underline{\underline{A_0 r^2}}$$

$$x_0 = \frac{A r^2 \frac{B}{A} r - r^2 \pi \cdot 0}{A_0 r^2} = \frac{B r^3}{A_0 r^2} = \underline{\underline{\frac{B}{A_0} r}}$$

$$J_y = C r^4 - \frac{\pi}{4} r_1^4 = \left(C - \alpha^4 \frac{\pi}{4} \right) r^4 = (C - C_1) r^4 = \underline{\underline{C_0 r^4}}.$$

In diesem Falle braucht man also nur

$$A_1 = \alpha^2 \pi = \text{konst.},$$
$$B_1 = 0, \quad \text{also} \quad B_0 = B \quad \text{und}$$
$$C_1 = \alpha^4 \frac{\pi}{4}$$

zu setzen, um ohne weiteres auf dieselben Gl. 20 bis 26 zu gelangen. In den Abb. 2 bis 4 ist dieser Verlauf der Schaulinien für $\varphi = \varphi_1$ bis $\varphi = 180°$ deutlich zu verfolgen.

III. Rohrquerschnitt mit geringer Wandstärke.

Handelt es sich um einen Querschnitt von sehr geringer Wanddicke, so kann man ihn als einen Kreisringquerschnitt mit dem Höhlungsverhältnis $\alpha = \frac{r_1}{r} = 1{,}0$ auffassen.

Setzt man die unendlich kleine Wandstärke $dr = \delta$, so ist:

$$F = 2 \varphi r \delta \quad \ldots\ldots 27)$$

$$x_0 = r \frac{\sin\varphi}{\varphi} \quad \ldots\ldots 28)$$

und

$$J_y = \frac{r^3}{2} (2\varphi + \sin 2\varphi) \delta \quad \ldots\ldots 29)$$

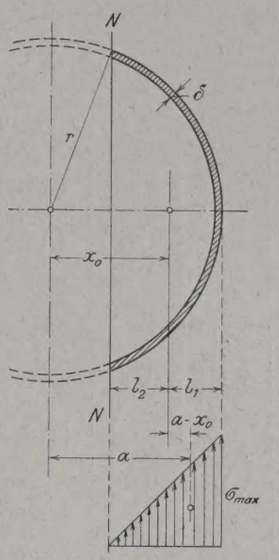


Abb. 9.

Führt man jetzt als Hilfsgrößen ein

$$\varphi = A,$$
$$\sin\varphi = B$$

und

$$\frac{1}{2}\varphi + \frac{1}{4}\sin 2\varphi = C,$$

so ergibt sich

$$\boxed{F = A\, 2 r \delta} \text{ cm}^2 \quad \ldots 30)$$

$$\boxed{x_0 = \frac{B}{A} r} \text{ cm} \quad \ldots 31)$$

und

$$\boxed{J_y = C\, 2 r^3 \delta} \text{ cm}^4 \quad \ldots 32)$$

ferner

$$\boxed{J_0 = 2 r^3 \delta \left(C - \frac{B^2}{A} \right)} \text{ cm}^4 \quad 33)$$

Also erhält man wiederum Gleichungen von ähnlichem Bau wie die früheren. Aus diesen läßt sich dann leicht entwickeln

$$\boxed{\frac{a}{r} = \frac{C - B\cos\varphi}{B - A\cos\varphi}} \quad \ldots\ldots 34)$$

Für $\frac{a}{r}$ bekommt man hiernach eine Schaulinie, die sich ganz den übrigen $\frac{a}{r}$-Linien anpaßt und die sich mit ihnen zu dem Bilde eines Füllhornes ergänzt (Abb. 5).

Stellt man nun die Gleichung der größten Randspannung auf, so erhält man von Gl. 1 ausgehend nach einigen Umformungen:

die Hilfsgröße

$$\boxed{\xi = \frac{1 - \cos\varphi}{B - A\cos\varphi}} \quad \ldots\ldots 35)$$

und die Randspannung

$$\boxed{\sigma_{max} = \xi \frac{R}{2 r \delta}} \text{ kg/cm}^2 \quad \ldots 36)$$

Man beachte, daß jetzt σ_{max} nicht von $\frac{R}{r^2}$ abhängig ist wie früher, sondern von $\frac{R}{2 r \delta}$. Hieran liegt es auch, daß für $\frac{a}{r} = 1{,}0$ die Schaulinie für ξ einen abweichenden Verlauf zeigt (Abb. 5).

In der umstehenden Zusammenstellung der Zahlen gelten die oberen Werte für $\frac{a}{r}$, die unteren für ξ.

Für die praktische Anwendung besteht meistens die Vorschrift, daß der wirksame Querschnitt wenigstens die Hälfte des Gesamtquerschnitts sein soll. Von besonderer Wichtigkeit sind also nur die Zahlenwerte und die Schaulinien, soweit sie dem Bereich zwischen $\varphi = 90°$ und $\varphi = 180°$ angehören.

Anwendung.

1. Beispiel. Das Fundament eines Drehkrans hat vollen Kreisquerschnitt nach Abb. 1 mit $r = 175$ cm Halbmesser. Für die Fundamentsohle ergibt sich als Mittelkraft aller Belastungen $R = 54\,000$ kg im Abstande $a = 88{,}6$ cm. Man erhält also

$$\underline{\underline{\frac{a}{r} = \frac{88{,}6}{175} = 0{,}506.}}$$

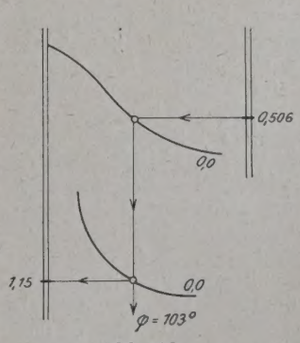


Abb. 10.

In Abb. 5 gehört zu den Füllhornlinien $\frac{a}{r}$ der oben rechts dargestellte Maßstab; zu den ξ-Linien gehört der linke Maßstab. Zu $\frac{a}{r} = 0{,}506$ der Füllhornlinie 0,0 gehört ungefähr $\varphi = 103°$. Nach dem in Abb. 10 dargestellten Vorgange findet man in der zugehörigen ξ-Linie auf dem linken Maßstabe

$$\xi = 1{,}15.$$

Hiermit folgt die Kantenpressung

$$\underline{\underline{\sigma_{max} = \xi \frac{R}{r^2} = 1{,}15 \frac{54\,000}{175^2} = 2{,}03}} \text{ kg/cm}^2.$$

Zahlenwerte für $\frac{a}{r}$ (oben) und ξ (unten).

φ^0	Höhlungsverhältnis $\alpha = \frac{r_1}{r}$						
	0	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
60°	0,790 3,970	0,790 3,970	0,793 4,025	0,805 4,330	0,830 5,310	0,860 8,800	0,898 1,460
65°	0,756 3,200	0,759 3,270	0,767 3,350	0,785 3,725	0,812 4,720	0,843 7,970	0,880 1,350
70°	0,725 2,675	0,731 2,740	0,745 2,900	0,765 3,290	0,795 4,250	0,825 7,300	0,864 1,261
75°	0,692 2,287	0,705 2,350	0,721 2,570	0,745 2,950	0,775 3,850	0,807 6,700	0,845 1,182
80°	0,657 1,950	0,679 2,090	0,699 2,300	0,723 2,680	0,754 3,550	0,788 6,280	0,826 1,113
85°	0,622 1,700	0,655 1,890	0,675 2,090	0,702 2,460	0,734 3,290	0,768 5,875	0,807 1,050
90°	0,590 1,500	0,630 1,720	0,654 1,910	0,681 2,280	0,714 3,070	0,748 5,540	0,785 1,000
95°	0,555 1,350	0,606 1,590	0,632 1,770	0,660 2,120	0,693 2,890	0,728 5,230	0,765 0,950
100°	0,522 1,210	0,582 1,460	0,609 1,650	0,639 2,000	0,671 2,730	0,707 4,980	0,744 0,911
105°	0,490 1,100	0,560 1,360	0,588 1,540	0,616 1,890	0,650 2,600	0,686 4,760	0,723 0,874
110°	0,460 1,020	0,536 1,270	0,564 1,470	0,594 1,800	0,628 2,470	0,665 4,580	0,702 0,841
115°	0,432 0,950	0,512 1,140	0,541 1,400	0,573 1,720	0,607 2,370	0,644 4,400	0,680 0,810
120°	0,404 0,890	0,489 1,150	0,518 1,330	0,551 1,640	0,585 2,280	0,623 4,250	0,661 0,784
125°	0,380 0,840	0,464 1,097	0,495 1,275	0,530 1,570	0,565 2,200	0,601 4,100	0,639 0,761
130°	0,354 0,790	0,440 1,045	0,472 1,220	0,508 1,510	0,544 2,120	0,582 3,950	0,620 0,739
135°	0,335 0,760	0,416 1,000	0,450 1,180	0,486 1,460	0,524 2,050	0,563 3,850	0,602 0,719
140°	0,316 0,730	0,394 0,966	0,429 1,130	0,465 1,420	0,504 2,000	0,544 3,750	0,585 0,702
145°	0,300 0,707	0,375 0,939	0,408 1,100	0,444 1,375	0,485 1,950	0,527 3,650	0,568 0,688
150°	0,286 0,684	0,358 0,912	0,388 1,070	0,425 1,340	0,467 1,900	0,510 3,580	0,552 0,674
155°	0,276 0,672	0,345 0,896	0,373 1,050	0,408 1,310	0,450 1,875	0,495 3,500	0,537 0,670
160°	0,267 0,660	0,334 0,880	0,360 1,025	0,395 1,290	0,435 1,820	0,480 3,450	0,525 0,654
165°	0,258 0,650	0,325 0,866	0,351 1,010	0,386 1,270	0,425 1,805	0,470 3,410	0,515 0,647
170°	0,255 0,640	0,317 0,855	0,347 1,005	0,381 1,260	0,416 1,790	0,460 3,370	0,507 0,640
180°	0,250 0,638	0,312 0,850	0,340 1,000	0,375 1,250	0,410 1,780	0,453 3,333	0,500 0,637

2. Beispiel. Ein Schornstein mit kreisringförmigem Querschnitt hat bei 24 m Länge an der Mündung 1,4 m äußeren Durchmesser. In der zu untersuchenden unteren Fuge ist der Außendurchmesser 2,6 m und der Innendurchmesser 1,58 m. Das Eigengewicht ist $G = 76000$ kg. Als größter spezifischer Winddruck soll $p = 150$ kg/m² gerechnet werden. Dann wird mit Berücksichtigung der runden Form der vom Winde getroffenen Fläche der Gesamtwinddruck

$$W = \frac{2}{3} \cdot \frac{2{,}6 + 1{,}4}{2} \cdot 24 \cdot 150 = 4800 \text{ kg}.$$

Schwerpunkthöhe über der Fuge

$$x = \frac{24}{3} \cdot \frac{2{,}6 + 2 \cdot 1{,}4}{2{,}6 + 1{,}4} = 10{,}8 \text{ m}.$$

Moment durch Winddruck

$$M_w = 4800 \cdot 10{,}8 = 51\,840 \text{ mkg}.$$

Hiermit folgt $$\underline{\underline{a = \frac{M_w}{G} = \frac{51\,840}{76\,000} = 0{,}682}} \text{ m}.$$

In der Fuge ist $r = 1{,}3$ m; $r_1 = 0{,}79$ m, also das Höhlungsverhältnis

$$\underline{\underline{\alpha = \frac{0{,}79}{1{,}3} = 0{,}6075 \sim 0{,}6}}$$

ferner $$\underline{\underline{\frac{a}{r} = \frac{0{,}682}{1{,}3} = 0{,}525.}}$$

Nach Abb. 5 gehört hierzu

$$\underline{\underline{\xi = 1{,}36}} \quad \text{und} \quad \underline{\underline{\varphi = \sim 118^0}} > 90^0$$

also wird die größte Kantenpressung

$$\underline{\underline{\sigma_{max} = \xi \frac{R}{r^2} = \xi \frac{G}{r^2} = 1{,}36 \cdot \frac{76\,000}{130^2} = 6{,}12}} \text{ kg/cm}^2.$$

Wasser- und Energie-Wirtschaftsfragen vom Bodensee und Oberrhein.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Marquardt**, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 5.)

Besonders bemerkenswert ist der Einfluß der Regulierung auf das außergewöhnliche Herbsthochwasser 1890 (Abb. 6). Aus Abb. 5 ist der Wasserhaushalt des Bodensees für das wasserarme Jahr 1921 ersichtlich.

Neu ist die Feststellung der Ingenieure Maier, daß eine Erweiterung des Abflußquerschnitts am Oberseeauslauf und des Rheinlaufes bis hinunter nach Ermatingen notwendig sei. Sodann sind an verschiedenen Stellen zwischen Eschenz und Schaffhausen weitere Baggerungen vorgesehen. Das Regulierungswehr mit Kraftwerk und Schleusen liegt oberhalb der Bibermündung bei Rheinklingen am Ausfluß des Untersees (Abb. 1). Das Kraftwerk soll 44 Millionen kWh Herbst- und Winterenergie liefern. Umfangreiche Arbeiten, insbesondere Entfernung des Moserdammes, der „Füllenen“ (alte Streichwehre) und Herstellung eines neuen beweglichen Wehres beim Flurlinger Steg sind bei Schaffhausen vorgesehen.

Die Maiersche Arbeit will Bodenseeregulierung, Rheinkorrektion, Kraftnutzung und Schiffahrt zwischen Bodensee und Rheinfall als Ganzes behandeln. Sie will namentlich auch zeigen, daß es notwendig ist, die Korrektion von Konstanz bis Neuhausen durchzuführen, und nicht nur zwischen Untersee und Bibermündung. Zugleich wird nachgewiesen, daß die Stadt Schaffhausen, die sich lange gegen die Bodenseeregulierung gewehrt hat, durch diese in der Kraftnutzung am Rhein nicht gehindert wird. Bemerkenswert sind die in diesem Zusammenhang ermittelten außergewöhnlich hohen Rauhigkeitszahlen des Rheins, die für Hochwasser $n = 0{,}037$ und für Niederwasser $n = 0{,}041$ (Kutter-Ganguillet) betragen und von der besonderen Gestaltung des Flußbettes herrühren.

Die Kosten der zu Lasten der Bodenseeregulierung zu rechnenden Arbeiten, also ohne Kraftwerke, Brückenumbauten, Hafen- und Großschiffahrtanlagen, berechnen die Ingenieure Maier zu 14200000 Franken, die jährlichen Betriebskosten (Verzinsung, Instandhaltung usw.) zu 890000 Franken, so daß, wenn man alle Kosten auf die zu gewinnende Mehrkraft verteilen wollte, die kWh mit nur 0,35 Rappen belastet sein würde. Die Wirtschaftlichkeit der Bodenseeregulierung wäre damit allein schon bewiesen, ohne daß die Vorteile für die Rheinschiffahrt und die Verhütung der Hochwasserschäden in Rechnung gestellt werden.

Der Nutzen der Bodenseeregulierung setzt sich somit zusammen aus: Hochwasserschutz, Gewinn für die Kraftwerke und Erleichterung der Schiffahrt. Der Hochwasserschutz hat einen mehrfachen Nutzen durch Wegfall von unmittelbaren Schäden an Kulturen, Bauten usw. und infolge Werterhöhung der Liegenschaften an den Ufern. Der hauptsächlichste Gewinn fällt jedoch den Kraftwerken zu. Die günstigere Verteilung der Abflußmengen des Rheins im Laufe des Jahres hat einen erheblichen Kraftzuwachs im Winter zur Folge. Da der absolute Betrag ΔQ der Vergrößerung der Winterabflußmengen vom Bodensee bis unterhalb Basel gleich bleibt, so sind auch alle Kraftwerke am Rhein in gleicher Weise an dieser

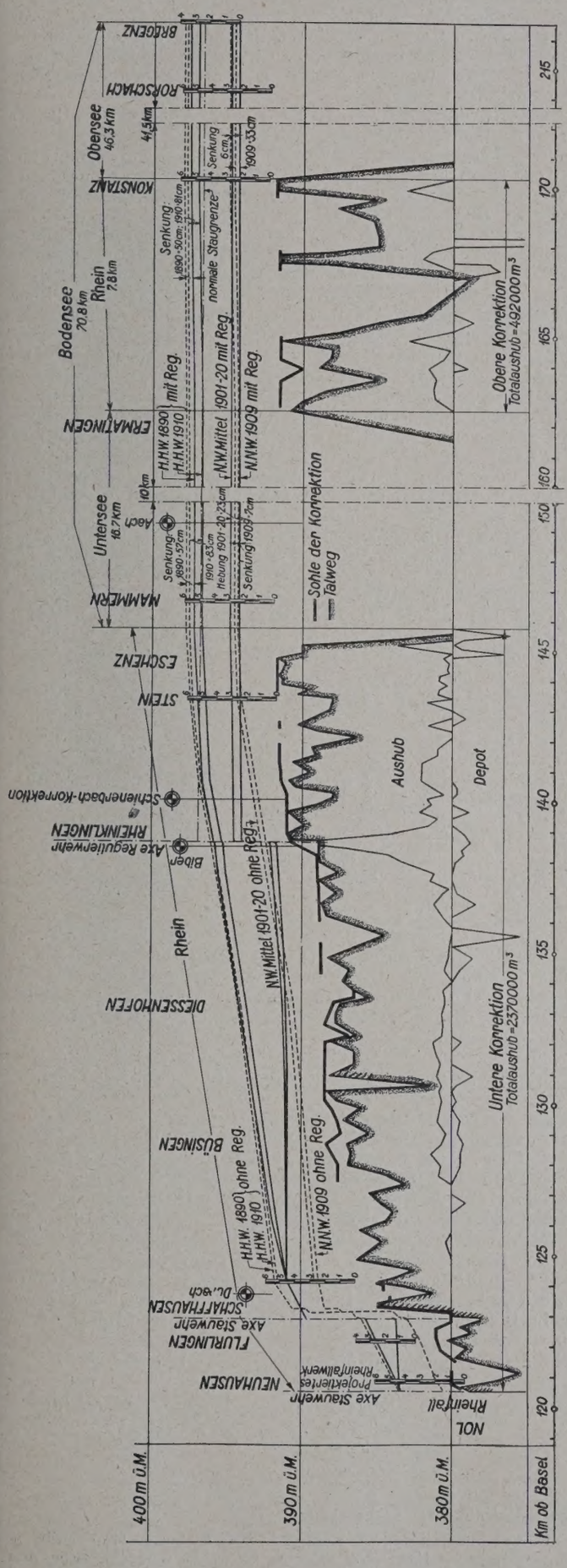


Abb. 8. Generelles Längenprofil der Korrektion für die Bodenseeregulierung.

Aufbesserung interessiert. Da der Mehrabfluß während der Monate Dezember bis März im regulierten Zustande rd. 72 m³/Sek. beträgt (Abb. 7), so ergibt sich an den Kraftwerken Schaffhausen, Eglisau, Laufenburg, Schwörstadt, Rheinfelden, Augst-Wyhlen, Kembs ein Energiegewinn von 92 Millionen kWh für das Jahr, der sich bei vollem Ausbau der Rheinkraftwerke zwischen Bodensee und Kembs bei 145 m ausgenutztem Gefälle auf 209 Millionen kWh Winterkraft beläuft. Nicht unerwähnt mag bleiben, daß die Wirkung der Rheindurchstiche oberhalb des Bodensees (Fußacher und Diepoldsauer Durchstich) durch die Vergrößerung des Gefälles bei Hochwasser erhöht wird. Ebenso sei angedeutet, daß die siedlungstechnischen und gesundheitlichen Verhältnisse der Bodensee- und Rheinufer-Städte durch die Bodenseeregulierung stark und vorteilhaft beeinflußt werden (vergl. Kanalisation, Hafen- und Verkehrsanlagen u. dergl. mehr).

Um alle mit der Bodenseeregulierung zusammenhängenden Fragen gründlich und sachlich zu klären, haben die beiden besonders beteiligten Länder, die Schweiz und Baden, im Jahre 1922 vereinbart, daß das Eidgenössische Amt für Wasserwirtschaft einen neuen Vorschlag für die Bodenseeregulierung nach den heutigen Bedürfnissen ausarbeitet, dem nach den bisherigen vortrefflichen Arbeiten dieses Amtes mit den größten Erwartungen entgegengesehen werden darf. Bestätigt er die günstigen Ergebnisse der Ingenieure Maier oder gelangt er zu noch günstigeren, so bedeutet dies nicht allein die Aussicht, daß die Bodenseeanwohner von den Nachteilen der Hochwasser endlich befreit würden, sondern es würde auch die Wirtschaftlichkeit der Oberrhein-Kraftwerke in solchem Ausmaße verbessert werden, daß ihre Finanzierung erheblich erleichtert würde. Damit würde die Kanalisierung des Oberrheins von Basel bis zum Bodensee praktisch nähergerückt werden.

2.

Herr Baurat J. Altmayer von der Badischen Wasser- und Straßenbaudirektion, Karlsruhe, berichtete alsdann über den „Stand der Arbeiten für den Ausbau des Oberrheins von Basel bis zum Bodensee". Er schildert die Entwicklung der Rheinschiffahrt unterhalb Basel, insbesondere die Bedeutung Mannheims als Binnenhafen. Der Hafenverkehr entwickelte sich dort folgendermaßen (in 1000 t):

1836	1843	1850	1860	1868	1880	1890	1900	1910	1912
26	106	165	310	630	1118	3500	7663	9228	9618.

Dabei ist bemerkenswert, daß der Kohlenverkehr nur etwa ein Drittel des gesamten Massenverkehrs darstellt (nur 3 415 000 t von 9 618 000 t im Jahre 1912). Die oft gehörte Bemerkung, daß mit der Erschließung der großen Wasserkräfte des Oberrheins zwischen Basel und dem Bodensee die Kohle überflüssig würde und daß damit der größte Teil des Massenverkehrs in Wegfall komme, ist somit irrig. Neben dem großen Aufschwung von Mannheim folgten die Hafengründungen von Kehl 1900, Karlsruhe 1901 sowie Basel 1905 bis 1914 (St. Johann) und 1923 (Kleinhüningen). Im Jahre 1913 wurden in den Baseler Hafenanlagen 100 000 t umgeschlagen, im Jahre 1922 bereits 200 000 t. Dabei ist zu beachten, daß die Ententebesetzung das wirtschaftliche Leben aufs schwerste störte, daß das Fahrwasser von Straßburg bis Basel eine schwierige Beschaffenheit aufwies und daß auf den Eisenbahnen infolge der Geldentwertung die Massengüter zu Tarifsätzen befördert wurden, mit denen die Schiffahrt nicht mehr konkurrieren konnte.

Wenn sonach die bisherige Entwicklung lehrte, daß die Schiffahrt von Mannheim über Karlsruhe, Straßburg, Basel mehr und mehr rheinaufwärts strebte, so mußte bezüglich der Strecke Basel—Bodensee noch vor wenigen Jahrzehnten der Gedanke unmöglich erscheinen, hier eine Großschiffahrt einzurichten. Es waren weniger verkehrswirtschaftliche Bedenken als technische Schwierigkeiten (z. B. der Rheinfall), die der Verwirklichung der Schiffbarmachung die größten Hindernisse zu bereiten schienen. Daran änderte sich auch dann nichts, als man den hohen Wert der zu gewinnenden Wasserkräfte am Oberrhein erkannte. Bei deren Erschließung traf man lediglich Vorkehrungen, um die bestehende Kleinschiffahrt und Flößerei aufrecht zu erhalten. Beim Bau des Kraftwerkes Rheinfelden z. B. begnügte man sich mit einem geringen Aufstau des Rheins und umging die Stromschnellen durch einen Werkkanal. Die Uferstaaten verlangten nur die Anlage einer Floßgasse, die heute infolge Aufhörens der Flößerei nur noch geringen Wert hat. Aber schon beim Bau der Kraftstufe Laufenburg wurde der Aufstau des Rheins höher getrieben und dadurch die bekannten Laufenburger Schnellen überstaut. Am rechten Ufer wurde eine Schiffschleuse von 12 m lichter Breite und 30 m Länge hergestellt, die später zu einer Großschiffahrtschleuse ausgebaut werden sollte. Ähnliches beabsichtigte man auch beim nächsten Kraftwerk Augst-Wyhlen, schritt aber dank der Bemühungen der Schiffahrtverbände zum Bau einer Großschiffahrtschleuse von 90 m Länge und 12 m nutzbarer Breite. Beim Bau des neuesten Kraftwerkes Eglisau wurde rechtsufrig eine Schiffschleuse

von 18 m Länge und 12 m Breite hergestellt, die ohne weiteres zu einer Großschiffahrtschleuse verlängert werden kann. Im Oberwasser wurde daselbst eine Leitmauer von 80 m Länge hergestellt, um für die Schiffe bequeme Einfahrt in die Schleuse zu haben. Alle diese Fortschritte in der Berücksichtigung der Großschiffahrt sind nicht zuletzt den zielbewußten und unermüdlichen Bemühungen der Schiffahrtverbände am Oberrhein zu verdanken. Auch die Arbeiten von Gelpke[4]) und Sympher[5]) boten den Schiffahrtbestrebungen am Oberrhein eine feste Unterlage. Der im Jahre 1910 vom Rheinschiffahrtverband Konstanz angeregte internationale Wettbewerb über die Schiffbarmachung des Rheins von Basel bis Konstanz wurde im Jahre 1913 ausgeschrieben, doch konnte sein Ergebnis (7 Entwürfe) infolge des Krieges erst im Jahre 1920 geprüft und beurteilt werden. Die Wirkungen des Wettbewerbs äußerten sich sehr rasch dahin, daß für eine Reihe von Staustufen bindende Konzessionsgesuche eingereicht wurden, mit deren Prüfung von den zuständigen Regierungen der Uferstaaten die Badisch-Schweizerische Rheinkommission betraut wurde. Es liegen Gesuche vor für die Stufen Birsfelden, Schwörstadt (mit dieser zusammenhängend diejenige für den Umbau von Rheinfelden), Dogern und Rekingen. Außerdem sind zurzeit die Stufen bei Waldshut-Koblenz und bei Säckingen in Vorbereitung. Sämtliche bestehenden Werke, das sind Rheinfelden, Augst-Wyhlen, Laufenburg und Eglisau, haben Gesuche um Erhöhung ihres Stauzieles eingereicht. Die neuen Werke werden folgende Leistungen aufweisen:

Birsfelden	12	Einheiten zu	5 000 PS	= 60 000 PS
Schwörstadt	5	„	„ 27 000	„ = 135 000 „
Dogern	12	„	„ 8 200	„ = 100 000 „
Rekingen	5	„	„ 8 200	„ = 41 000 „
			zusammen rd.	336 000 PS max.

Bezüglich der zwischen Kraftausnutzung und Schiffahrt bestehenden Interessengemeinschaft wies der Vortragende darauf hin, daß das Stauwehr des Krafthauses zugleich eine genügende Fahrwassertiefe für die Schiffahrt sichert und die Wassergeschwindigkeit und damit den zum Schleppen der Schiffe erforderlichen Energieaufwand vermindert. Darüber hinaus aber haben neuere Untersuchungen ergeben, daß es für die Kraftgewinnung vorteilhaft ist, wenn ein Kraftwerk noch in das Unterwasser des oberhalb gelegenen Werkes einstaut. Dieser Aufstau äußert sich hauptsächlich bei kleinen Wasserständen, geht bei steigendem Wasser immer mehr zurück und verschwindet bei mittleren und hohen Wasserständen gänzlich. Das oberhalb gelegene eingestaute Werk erleidet also bei kleinen Wasserständen einen kleinen Gefällverlust und damit eine Krafteinbuße, die aber durch ein Mehrfaches ausgeglichen wird durch den Kraftzuwachs des unterhalb gelegenen Werkes, weil dieses sich das ganze Jahr über im Genuß des erhöhten Staues befindet. Für die Schiffahrt bietet diese Einstauung ebenfalls große Vorteile, da gerade die Fahrwassertiefe am Ende der Stauhaltungen, d. h. dort, wo die Schleusen angelegt werden müssen, einen maßgebenden Einfluß auf die Ladefähigkeit der Kähne ausübt. Dies bedingt wesentliche Ersparnisse an Anlagekosten wegen Verminderung etwa notwendiger Baggerungen und infolge geringer Tiefe der Unterdrempel der Schleuse. Auch betriebstechnisch ist diese Einstauung von Vorteil durch Vermehrung des Wasserquerschnitts, geringere Wassergeschwindigkeit und damit verminderte Schleppkosten.

Zur Beleuchtung der Zusammenhänge zwischen dem Absatz der Kraft und der Schiffahrt teilte der Vortragende die am Oberrhein zu gewinnende Wasserkraft in ständige und unständige Kraft. Die erstere (Winterkraft) ist die wertvollere, während für die unständige Kraft nur geringere Preise bezahlt werden können. Die Übertragung der Kraft verteuert diese wesentlich, so daß eine solche hauptsächlich für die ständige Kraft in Frage kommt. Ein großer Teil der am Oberrhein gewonnenen Kraft ist also für die Übertragung ungeeignet und muß daher an Ort und Stelle verbraucht werden. Die hierfür in Betracht kommenden Industrien werden sich aber nur dann am Oberrhein ansiedeln, wenn zugleich die Frachtverhältnisse, die bisher daselbst sehr ungünstig sind, wesentlich verbessert werden. Dies soll durch die Schiffbarmachung erreicht werden. Die Schiffahrt ist also unmittelbare Vorbedingung für die völlige Ausnutzung der Wasserkraft.[6])

Die Verleihungsbescheide der Badisch-Schweizerischen Kommission für die neuen Werke Niederschwörstadt, Dogern und Rekingen sowie für die Stauerhöhungen bei Rheinfelden, Augst-Wyhlen und Laufenburg sind so weit gediehen, daß sie in nächster Zeit ausgesprochen werden können. In der Frage der Schiffbarmachung ist als wichtigstes Ergebnis zu vermerken, daß die Uferstaaten sich vor mehr als Jahresfrist entschlossen haben, einen baureifen Entwurf für die ganze Strecke Basel—Bodensee auszuarbeiten. Die Arbeiten wurden aus praktischen Gründen so verteilt, daß Baden den Abschnitt Birsfelden—Eglisau, die Schweiz den Abschnitt Eglisau—Bodensee einschließlich Bodenseeregulierung bearbeitet. Mit Ende 1924 war der Abschluß dieser Arbeiten zu erwarten.

Die Normalien für die Schiffbarmachung der Rheinstrecke Basel—Bodensee wurden unter Zugrundelegung des 1200-t-Kahnes festgesetzt; dabei können aber auch Kähne bis etwa 1500 t durch die Schleusen befördert werden, die jedoch bei niedrigeren Wasserständen etwas geleichtert werden müssen, so daß ihr Tiefgang nicht wie bei voller Ladung etwa 2,50 m, sondern 2,20 m beträgt. Mit der gewählten Kahngröße von 1200 t Tragfähigkeit ist die im westdeutschen Wasserstraßennetz unbedingt notwendige Einheitlichkeit vollauf gewahrt, da auch der Neckar-Donau-Kanal, der Rhein-Main-Donau-Kanal, der Schiffsweg auf der oberen bayerischen Donau und der Ulm-Bodensee-Kanal für das 1200-t-Schiff vorgesehen sind.

Da wegen der unausgebauten Ufer der Rheinstrecke Basel—Bodensee ein durchgängiger Treidelverkehr vom Land aus nicht in Frage kommt, so ist Schleppschiffahrt in Aussicht zu nehmen, wie sie auf dem jetzt schiffbaren Rhein üblich ist. Eingehende Berechnungen über die auf der oberen Rheinstrecke zu verwendende Schlepperstärke haben ergeben, daß im allgemeinen der 500-PSi-Schlepper von 37 m Länge, 7 m Breite, 2 m Tiefgang der passendste sein wird. Somit wurden die Schleusenabmessungen mit 135 m Kammerlänge, 12 m Breite, 2,50 m Unterdrempeltiefe bei niedrigsten, 3 m bei mittleren Wasserständen, sowie mindestens 3,50 m Oberdrempeltiefe gewählt. Von der gleichfalls erwogenen Verringerung der Schleusenlänge auf 90 m wurde wegen der dadurch verursachten Herabminderung der Leistungsfähigkeit, der längeren Schleusungsdauer und der damit verbundenen größeren Wasserverluste abgesehen. Man hat berechnet, daß eine Schleuse von 135 m Kammerlänge einem jährlichen Verkehr von 5 Millionen t gewachsen ist, eine kurze Schleuse jedoch nur einem solchen von etwa 2,5 Millionen t, und daß die Schleusungszeit für einen gewöhnlichen Schleppzug bei der kurzen Schleuse 80 anstatt 40 Minuten betragen würde. Dies würde bei den 18 Schleusen zwischen Basel und Konstanz einen Zeitverlust von etwa einem Tage ausmachen. An Schleusungswasser erfordert eine lange Schleuse für je einen Berg- und Talzug 16 200 m³, eine kurze Schleuse dagegen 21 600 m³; der damit bei jedem Werk verbundene Kraftentgang würde bei Niederwasserzeit empfindlich ins Gewicht fallen.

Die ruhige Einfahrt der Schiffe in die Schleusen wird durch Vorhäfen gesichert, die gegen den Rhein durch Leitwerke aus Mauern oder Erddämmen abgeschlossen werden. Die Breite dieser Vorhäfen mißt in der Höhe des tiefst eingetauchten Schiffsbodens 30 m. Sie gestattet das bequeme Aneinandervorbeifahren zweier Schleppzüge. Die Längen der Leitwerke sind 450 m im Oberwasser und 300 m im Unterwasser. Der kleinste Krümmungshalbmesser der Schiffahrtstraße wurde mit 500 m auf freier Flußstrecke und mit 400 m für Vorhäfen und Einfahrten zu diesen angenommen. Die lichte Durchfahrthöhe unter den Brücken wurde zu 6 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstand angenommen. Als höchster schiffbarer Wasserstand wurde derjenige gewählt, der am Baseler Pegel „Schiffslände“ 3,00 ist. Da dieser Wasserstand im 10jährigen Mittel jährlich an vier Tagen überschritten wird, so bleiben, wenn man noch mit 11tägiger Unterbrechung der Schiffahrt wegen Eisgang rechnet, für den Schiffahrtbetrieb 350 Tage benutzbar.

Aus dem Bericht über die Vorarbeiten für die Planung der Strecke Basel—Bodensee ist zu entnehmen, daß diese abgeschlossen sind und in der Hauptsache in der Kilometrierung des rechten Rheinufers, dem Setzen von Hilfspegeln und dem Beobachten der Rheinwasserstände, Ausführung eines Präzisionsnivellements, Fluß- und Uferquerprofilaufnahmen, sowie in sehr umfangreichen Geländeaufnahmen bestanden.

Von besonderem Belang sind die Ausführungen des Vortragenden über die Bedeutung der Schiffbarmachung des Oberrheins für die Bodenseehäfen. Die Kohlenfrachten auf dem Rhein betragen für in Duisburg-Ruhrort verladene Ruhrkohlen im 5jährigen Mittel 1907 bis 1911:

für die Strecke Ruhrort—Mainz . . . 1,99 Mark f. 1 t,
„ „ „ Ruhrort—Mannheim . 2,09 „ f. 1 t.

Hierbei setzt sich die Kohlenfracht nach Mannheim zusammen:

aus der Kahnfracht	116 Pf./t,
„ dem Schlepplohn	91 „
„ der Versicherung	2 „
zusammen	209 Pf./t

für große Kähne von mehr als 1250 t.

Für die Schiffahrt nach Basel und dem Bodensee kommen hauptsächlich mittlere Kähne von 750 bis 1250 t in Betracht. Für diese Kähne ist die Fracht 11% höher anzunehmen, also zu 232 Pf./t. Der

[4]) R. Gelpke, Die Schiffbarmachung des badisch-schweizerischen Rheines.

[5]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1914, Nr. 48, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

[6]) Vergl. auch „Die Bautechnik“ 1923, Heft 39, S. 388 u. f.

Ausbau der Wasserstraße nach Basel und dem Bodensee rechnet mit einem Kahn von 1200 bis 1300 t Tragfähigkeit als Regelkahn. Dieser steht also an der Grenze zwischen mittleren und großen Kähnen. Man wird also für den Regelkahn das Mittel, d. h. 220½ Pf. Gesamtfracht für 1 t annehmen. Die Streckenkosten der Schiffahrt auf dem regulierten Rhein wurden wie folgt ermittelt:

Strecke	km	Pf./t	Pf./tkm
Mainz—Mannheim . . .	72	25	0,347
Mannheim—Karlsruhe . .	64	31	0,485
Karlsruhe—Straßburg . .	65	39	0,600
Straßburg—Basel . . .	127	97	0,764.

Die hohen Streckenkosten oberhalb Karlsruhe und besonders oberhalb Straßburg sind bedingt durch die große Schleppkraft, die hier für die Bergfahrt gebraucht wird. (Radschlepper von 1800 bis 2500 PSi mit zwei vollbeladenen 1200-t-Kähnen). Für die kanalisierte Strecke oberhalb Basel ergab die Berechnung folgende Streckenkosten (von Basel bis unterhalb Rheinfall Schraubenschlepper von 500 PSi, oberhalb des Rheinfalles solche von 250 PSi mit ein bis zwei Anhängern):

Strecke	km	Pf./t	Pf./tkm	eingerechn. Abgaben Pf./t
Basel—Waldshut . . .	61	72	1,180	27
Waldshut—Eglisau . . .	26	27	1,040	13,5
Eglisau—Schaffhausen .	24	37	1,540	20,5
Schaffhausen—Konstanz .	45	15,5	0,345	2
Konstanz—Bregenz . .	45	13,5	0,300	0

Zwischen Basel und Schaffhausen sind die außerordentlich hohen Streckenkosten bedingt durch die Schleusenaufenthalte und die beträchtlichen Abgaben. Diese müssen Betriebs- und Unterhaltungskosten der Schiffahrtanlagen decken. Somit ergeben sich für die Beförderung grober Massengüter (Kohlen) folgende Schiffahrtkosten:

Strecke	km	Pf./t	Pf./tkm	eingerechn. Abgaben Pf./t
Ruhrort—Mainz	283	199	**0,704**	0
„ —Karlsruhe . .	419	255	0,595	0
„ —Mannheim . .	355	224	0,688	0
„ —Straßburg . .	484	294	0,608	0
„ —Basel	611	391	0,640	0
„ —Waldshut . .	672	463	0,689	27
„ —Schaffhausen .	722	527	**0,730**	61
„ —Romanshorn .	786	549	0,697	63
„ —Konstanz . . .	767	542	**0,707**	63
„ —St. Margrethen	800	552	0,690	63
„ —Friedrichshafen	789	549	0,696	63
„ —Lindau . . .	806	554	0,687	63
„ —Bregenz . . .	812	556	0,684	63

Das Bemerkenswerte an dieser Berechnung ist, daß trotz der hohen Schlepperkosten auf der Strecke Straßburg—Basel, der Schleusenaufenthalte und der hohen Abgaben auf der Strecke Basel—Schaffhausen die durchschnittlichen Schiffahrtkosten in Basel geringer sind als in Mannheim und daß sie in Schaffhausen nur unbedeutend diejenigen in Mainz überschreiten (hohe Abgaben), sowie daß sie sich für die Häfen oberhalb Basel auf derselben Höhe wie für Mainz und Mannheim halten. Hierin kommt klar zum Ausdruck, daß die Abfertigung bei der Schiffahrt im Vergleich zu den Kosten der Fortbewegung sehr teuer ist.

Zum Schluß teilte der Vortragende verschiedene Zahlen über die Wirkung auf den Kohlenpreis in den Bodenseehäfen mit, wenn im Jahre 1913 dahin bereits eine Schiffahrt bestanden hätte.

Frachten vom Jahre 1913 in Mark/t.

Bestimmungsort (Bodenseehafen)	reine Bahnfracht	Umschlagsfracht über Mannheim	Umschlagsfracht über Kehl	reine Wasserfracht	desgl. einschl. Umschlag
Schaffhausen . .	12,30	11,45	9,60	6,50	7,25
Konstanz . . .	12,50	10,55	9,30	6,65	7,40
Friedrichshafen .	12,90	11,85	10,70	6,73	7,48
Lindau	13,20	12,35	11,20	6,78	7,53
Bregenz	14,50	13,65	12,50	6,80	7,55
St. Margrethen .	14,40	12,45	11,70	6,75	7,50
Romanshorn . .	13,60	11,65	10,90	6,72	7,47

eingerechnete Wasserfracht } nach Mannheim 3,65 Mark/t
mit Vorfracht und Umschlag } „ Kehl 4,60 „

Die Frachtersparnisse hätten also 1913 betragen für

Bestimmungsort (Bodenseehafen)	etwa Verkehr 1913	reine Wasserfracht im Vergleich zur reinen Bahnfracht		zum Umschlag in Mannheim		Kehl	
	t/Jahr	Pf/t.	Mark/Jahr	Pf./t	Mark/Jahr	Pf./t	Mark/Jahr
Schaffhausen . .	110 000	580	638 000	495	544 500	310	341 000
Konstanz	70 000	585	409 500	390	273 000	265	185 500
Friedrichshafen	50 000	617	308 500	512	256 000	397	198 500
Lindau	36 000	642	231 000	557	201 000	442	159 200
Bregenz	14 000	770	107 800	685	95 900	570	79 800
St. Margrethen .	70 000	765	535 500	570	399 000	495	346 400
Romanshorn . .	40 000	688	275 200	493	197 100	418	167 100
Summe:	390 000	642	2 505 500	504	1 966 500	379	1 477 500

Bei einer angenommenen Gesamtmenge von 390 000 t Ruhrkohlen berechnete er somit die Frachtersparnisse im Jahre 1913 zu 1 477 000 Mark, wenn die Kohlen mit Kahn im Hafen angekommen wären, anstatt nach Umschlag in Kehl mit Eisenbahnwagen ankommend. Da die meisten Güter erheblich höhere Bahnfrachten zu bezahlen haben als Kohlen, während die Wasserfracht durchweg geringere Unterschiede aufweist, so darf man dieses für die Bodenseeorte recht erfreuliche Ergebnis noch um etwa 40% erhöhen und vermag daran die Bedeutung zu ermessen, die die Rheinschiffahrt für das wirtschaftliche Leben dieser Gegend spielen wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Über den Umbau der Einfahrt zum Humboldthafen in Berlin.[1]

Der Entwurf für den Umbau der Einfahrt zum Humboldthafen (Lageplan s. Abb. 1) wird zurzeit gefördert, damit hier möglichst bald einwandfreie Verkehrsverhältnisse geschaffen werden.

Es soll hier im allgemeinen Verkehrsinteresse Berlins kurz auf die Vorschläge für die Regelung des Straßenverkehrs eingegangen werden, wie sie Herr Prof. Dr.-Ing. Wentzel in der „Bautechnik" 1924, Heft 49 u. 51 (Abb. 1a) erörtert hat, und außerdem eine Betrachtung dieser wichtigen Verkehrsfrage zu ihrer weiteren Klärung angeschlossen werden.

Es wird in den Vorschlägen hauptsächlich empfohlen, an Stelle der baufälligen Uferüberführung und der Spree-Alsenbrücke eine neue große Einfahrt zum Hafen mit einer breiteren Überbrückung — unter Abbruch der Alsenbrücke und Wiederverwendung dieser für die neue große Einfahrt — sowie zu deren Ersatz von der breiten Alsen- und Sieges-Allee her zwei schräge, mit mehreren Öffnungen versehene Brücken zum Wilhelms- und Alexander-Ufer hin zu schaffen.

Bei einer solchen Brückengruppe — in Dreieckform statt der jetzigen T-Form — soll der Lastwagenverkehr, der für nicht unerheblich gehalten wird, nicht senkrecht auf die Uferverkehrsrichtung — wie bisher —, sondern unmittelbar zum Alexander-Ufer (Invalidenstraße) und zum Wilhelms-Ufer (Lehrter Bahnhof) hin geleitet werden. Es ist dies eine natürliche Verkehrsteilung von der breiten Allee und dem Kronprinzen-Ufer zu den beiden Uferstraßen längs des Humboldthafens, die bei starkem Verkehr vielleicht von Vorteil sein könnte.

Die weitsichtige Berücksichtigung des Straßenverkehrs in einem auch durch Frachtfuhrwerke so belebten Stadtteil Berlins — zwischen Lehrter, Stettiner, Anhalter und Potsdamer Bahnhof — könnte sich bei dem geplanten Umbau empfehlen, wenn einer entsprechenden Anlage nicht andere Nachteile gegenüberständen, die sie bei voller Würdigung der Ortsverhältnisse als ungeeignet erscheinen lassen. Das würde die starke Benachteiligung des Schiffsverkehrs sein, die der Reichshauptstadt nur schaden könnte.

Wenn sich die Verkehrswege zu Wasser und zu Lande bei gedrängtem Höhenunterschiede kreuzen, so entsteht naturgemäß ein Widerstreit der Belange, den man nur in einem gerechten Ausgleich zu lösen vermag. Er ist — bei der Anlage von Brücken — für Städtebauer und Verkehrstechniker aus praktischen und ästhetischen Gründen in einer einerseits eng bebauten und niedrig über dem Wasserstande liegenden, anderseits sehr verkehrsreichen Stadt recht schwierig. Grundsätzlich dürften wohl im Interesse des großstädtischen Getriebes bei der hohen Bedeutung einer gesunden Wasserwirtschaft für Erhaltung und Förderung von Industrie, Handel, Gewerbe, für Wasserversorgung und Landeskultur, sowie für viele andere Zwecke im Zweifelsfalle die rein städtebaulichen Belange hinter den harten Notwendigkeiten der Lebenserhaltung zurückzusetzen sein; es sollten

[1] Zuschrift im Anschluß an den Vorschlag von Prof. Dr.-Ing. Wentzel in der „Bautechnik" 1924, Heft 49 u. 51.

Abb. 1.

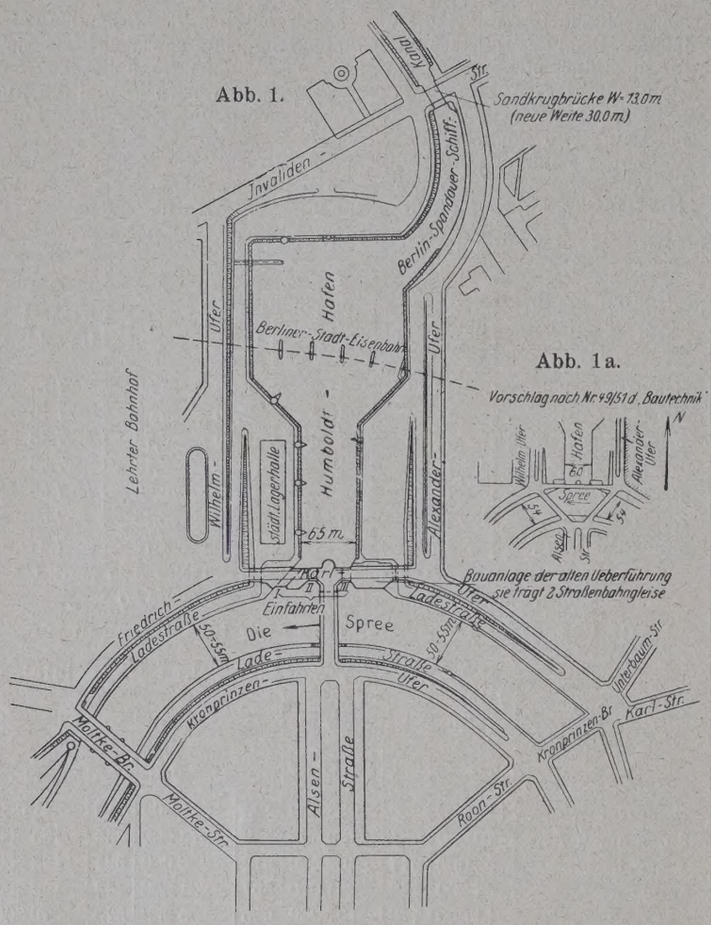


Abb. 1a.

aber auch in weitsichtiger und großzügiger Behandlung einer Verkehrsanlage, die für viele Jahrzehnte von Bedeutung bleibt, die finanziellen Rücksichten hinter die Lebensinteressen einer Stadt und eines großen Transportgewerbes zurücktreten. Über die Gestaltung von Straßenbrücken mit gedrängter Bauhöhe in Städten hat Verfasser in der „Bautechnik“ 1924 vom 17. und 31. Oktober an der Hand vieler Skizzen im Hinblick auf Städtebau und Wasserverkehr sich eingehend geäußert.

Auch bei den Plänen zum Umbau der Einfahrt am Humboldthafen, der zurzeit mit den anschließenden Ufern einen recht regen Stückgut-, zum Teil auch Massen-Verkehr aufweist und sich wohl auch in Zukunft erhalten wird, ist der Ausgleich der verschiedenen Belange von jeher strittig und schwierig gewesen, weil das Straßengelände recht niedrig über dem Hochwasser der Spree und der Ladestraße — 5,0 m bezw. 4,20 m — liegt, ferner der normale und unmittelbare Anschluß des Hafenbeckens an den Fluß, vom schiffahrttechnischen Standpunkte aus betrachtet, recht eigenartig ist, bei Hochwasser der Spree eine Querströmung zum Hafen eintritt, trotz alledem dem Wasser-, Uferlade- und Straßenverkehr, der Freiheit, Sicherheit und Entwicklungsmöglichkeit verlangt, schließlich gegebenenfalls auch noch der Überführung städtischer Rohrleitungen genügt werden muß, außerdem die Bauanlage doch zweckmäßig, wirtschaftlich und der Umgebung entsprechend würdig gestaltet werden soll. Städtebaulich ist zu bedenken, daß gerade an dieser Stelle der Stadt ein vornehmes Wohnviertel, sowie reich und historisch reizvoll geschmückte Platz- und Allee-Anlagen mit würdevollem und ruhigem Gepräge im Süden der Spree sich unmittelbar an das hastende Verkehrsgetriebe des von der Stadtbahn wenig schön gekreuzten Humboldthafens mit seinen Umschlageinrichtungen und Güterbeförderungen im Norden anschließen.

Nur von den hier kurz erwähnten Gesichtspunkten des Verkehrslebens aus und bei voller Würdigung der besonderen Sachlage darf m. E. aus den Ortsverhältnissen heraus der Umbau entworfen bezw. beurteilt werden.

Die von Prof. Wentzel vorgeschlagene, auch in Entwürfen der Behörden schon früher einmal empfohlene Anlage von drei Brücken an der Einfahrt (Abb. 1a) erscheint mir nun bei praktischer Betrachtung aus folgenden Gründen nicht recht empfehlenswert.

Die drei Brücken können zunächst bei der hier verfügbaren äußerst beschränkten Bauhöhe und bei den bestehenden Schiffahrtverhältnissen, m. E. nur mit Eisentragwerken ausgeführt werden, die über der Fahrbahn liegen und die Spree, vielleicht auch die Ladestraßen frei, ohne jeden Pfeilereinbau, überspannen.

a) Man darf die große Einfahrtöffnung, die eine sich verjüngende Form mit stark geschweiften Übergängen und seitlich freie Durchsicht auf den Uferladestraßen haben muß, nicht mit dem alten Alsenbogen von 50 m Weite überspannen, weil sie an den Seiten zu wenig Lichthöhe über Wasser belassen und eine gesicherte Ein- und Ausfahrt mit großem Krümmungshalbmesser wegen ihrer beschränkten Weite nicht gestatten, auch die Durchsicht zu beiden Seiten völlig hemmen würde. Hier muß in Zukunft auf dem Wasser volle Freiheit über 65 bis 100 m Weite und klare Übersicht über die Ladestraßen sein, was doch bisher gerade gefehlt hat.

b) Die Anlage zweier Brücken in schräger Lage über den Fluß nimmt der Schiffahrt auf beiden Ufern einen Teil der gerade hier so begehrten Lösch- und Ladestellen, schränkt also in einem Hafengebiet die Umschlagmöglichkeiten ein; sie beengt auch Übersicht und Bewegungsfreiheit auf den Lade- und Wasserstraßen an dieser Stelle, was ja bei starkem Verkehr recht unbequem, zum Teil sehr gefährlich ist. Die Neuanlage soll ja gerade dem Schiffsverkehr helfen. Allerdings käme es darauf an, ob diese Brücken nur die Spree oder auch zugleich die Ladestraßen mit überspannen würden.

c) Die Anlage zweier rd. 75 m oder 110 m weitgespannter Straßenbrücken großstädtischen Verkehrs verteuert den Umbau, der doch bei der großen Bausumme so sparsam wie möglich auszuführen ist, und würde ferner, bei Erhaltung der nötigen Lichthöhen unten, eine erhebliche, wenig angebrachte Hebung des Straßengeländes erforderlich machen.

d) Die Brückengruppe — drei Eisenüberbauten mit vielgegliederten Stabwerken in schräger Anordnung — würde sich im Städtebilde wohl nicht gut ausnehmen, sie würde den schönen Blick zur Alsen- und Sieges-Allee stören, keinen erfreulichen Abschluß geben, schließlich auch — vom Wasser oder Lande gesehen — wegen des Gewirres der vielen sich überschneidenden Stäbe keine Gesamterscheinung schaffen, die man hier städtebaulich verantworten könnte.

e) Für die Errichtung beider Brücken scheint mir auch kein so starkes Bedürfnis vorzuliegen, das diesen Aufwand heute rechtfertigen könnte, und zwar weil die sich jetzt totlaufende Alsenbrücke selbst und die Alsen-Allee — mehr Pracht- als Verkehrsstraße — zurzeit verhältnismäßig wenig belebt sind und der hier auftretende Verkehr auch über die benachbarte Moltke- und Kronprinzen-Brücke ($B = 26$ m bezw. 22 m) abgeleitet werden kann.

Ich kann nach alledem bei dem geplanten Umbau für einen Ersatz der Alsenbrücke wie vorgeschlagen nicht eintreten; hier muß diesmal der Straßenverkehr, der ja auch anders geleitet werden kann, ein Opfer bringen, und zwar zugunsten der sonst weniger bevorzugten Belange des an feste Bahnen gebundenen Wasserverkehrs, den die Großstadt an dieser Stelle wohl weniger entbehren kann. Dabei wird sich dann auch die Untergrund-Fernbahn Lehrter—Stettiner Bahnhof zum Anhalter—Potsdamer Bahnhof, wenn nötig, noch durchführen lassen.

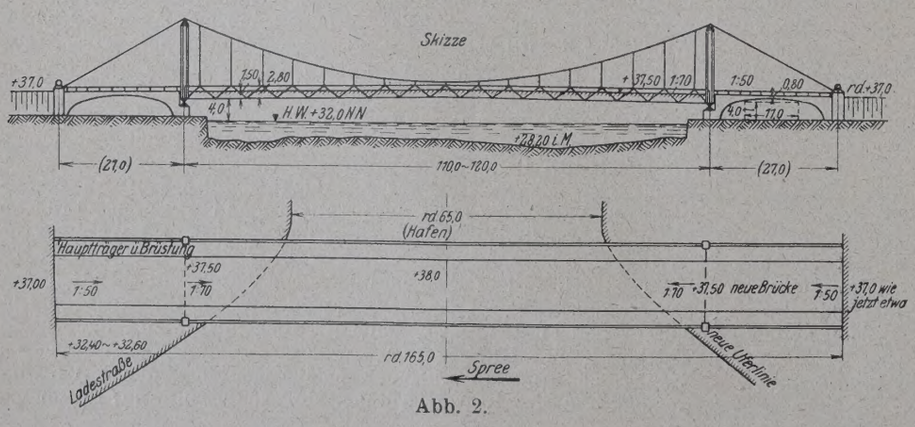


Abb. 2.

Wollte man bei der m. E. nicht mehr aufschiebbaren Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse an dieser Stelle die Straßenverbindung über die Spree in alter Linie aufrechterhalten, so müßte man vielleicht — nach Abbruch der Alsenbrücke und des so störenden alten großen Mittelpfeilers — an dessen Stelle einen weit kleineren Pfeiler setzen und diesen als Stützpunkt für zwei auch die Uferladestraßen weit überspannende große Bogen zur Überführung der Uferstraße (zwei Einfahrten) und eine leichte Spreebrücke freier Weite senkrecht dazu benutzen. Symmetrie der Anlage müßte mit Rücksicht auf Sieges- und Alsen-Allee wohl erhalten bleiben; eine schräge Brücke nach dem

Wilhelms-Ufer und Lehrter Bahnhof zu, zu der ja schließlich spätere Verkehrsbedürfnisse zwingen können, würde man auch aus ästhetischen Rücksichten nicht gern empfehlen.

Wenn man die Spreeüberführung bei dem Umbau aber fallen läßt, so käme nach meiner Auffassung im Interesse der Schiffahrt, jedoch ohne wesentlichen Schaden für den Straßenverkehr und trotz der größeren Einströmungsbreite bei Hochwasser der Spree, u. a. die Anordnung einer großen Einfahrtöffnung von sich verjüngender Form mit stark geschweifter Uferführung und die Überführung des Friedrich-Karl-Ufers auf einer recht weit gespannten, völlige Durchsicht belassenden Hängebrücke in Frage, wie sie in Abb. 2 skizzenhaft dargestellt ist, eine Anlage, die auch dem Ladestraßenverkehr bei 4 m Höhe, ohne wesentliche Hebung des Straßengeländes, und dem bequemen Einschwimmen der Schiffe von der Oberspree her in schlanker Fahrt — auch nach Ausbau des Humboldthafens und für die Bewegung größerer Schiffsgefäße — genügen dürfte.

Dr.-Ing. Herbst, Regierungs- und Baurat.

Zu den vorstehenden Ausführungen von Herrn Reg.- und Baurat Dr.-Ing. Herbst bemerke ich nur kurz, daß es nicht Absicht meines Vorschlages war, das freie Fahrwasser der Spree durch Zwischenpfeiler der vorgeschlagenen schrägen Brücken zu behindern. Diese in der „Bautechnik“ 1924, Heft 49, S. 560, dargestellten Zwischenpfeiler sind lediglich aus Versehen beim Umzeichnen für den Abdruck mit untergelaufen und auch bereits in Heft 51, S. 582, berichtigt worden. Ich habe mir die schrägen Brücken als freigespannte Bogenbrücken mit Tragkonstruktion unterhalb der Fahrbahn, ähnlich wie die jetzt bestehende Alsenbrücke, gedacht und halte sie auch für technisch möglich, wenn man sich die Aufgabe nicht noch dadurch erschwert, daß man auch die beiderseitigen Ladestraßen mit einer Öffnung mit überspannen will. Es entfallen dann auch die von Herrn Dr.-Ing. Herbst geäußerten ästhetischen Bedenken. Ob man den jetzigen Überbau der Alsenbrücke zur Überbrückung der Hafeneinfahrt verwenden kann, hängt natürlich von der künftigen Gestaltung der Hafeneinfahrt ab. Prof. Dr.-Ing. Wentzel.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das soeben ausgegebene Heft 5 enthält u. a. folgende Beiträge: Wegebauingenieur P. Laupmann: Anwendung von transportierbaren Eisenbetoncaissons beim Bau des festen Wehres für das Wolchowkraftwerk. Dipl.-Ing. Münz: Verwendung von hochwertigem Zement bei der Herstellung eines Fabrikgebäudes. Ingenieur Kurt Lerche: Grubensichere Gründung von Wasserbehältern.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. Februar ausgegebene Heft 4 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Architekt Richard Döcker: Zur Münsterplatzbebauung in Ulm a. D. Ernst May: Siedlung der Schlesischen Heimstätte für Beamte der Provinzial-Lebensversicherungsanstalt Breslau.

Technische Hochschule Darmstadt. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Geheimen Regierungsrat Hertwig, ordentl. Professor für Statik und Eisenbau an der Technischen Hochschule Berlin, in Anerkennung seiner großen Verdienste um den Ausbau der statischen Wissenschaften sowie mit Rücksicht auf seine erfolgreiche Tätigkeit als Hochschullehrer.

Die 28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin vom 23. bis 25. Februar begann — wie üblich — mit einer Zusammenkunft der Mitglieder am Vormittag im Kaiserhof, die den inneren Angelegenheiten des Vereins gewidmet war. Der Nachmittag sah im Beethoven-Saal der Philharmonie eine überaus große Anzahl — die Besucherliste weist 792 Namen auf — von Teilnehmern an den Vorträgen und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art versammelt. Die bereits in Heft 6, S. 66 mitgeteilte Tagesordnung und Reihenfolge der Vorträge konnten im wesentlichen eingehalten werden. Vorher entledigte sich der Vorsitzende, Herr Dr.-Ing. Hüser, der traurigen Pflicht, der Toten zu gedenken, die der Verein in ungewöhnlich großer Zahl im verflossenen Jahre zu beklagen hatte. In herzlichen Worten gedachte er der Verdienste und der menschlichen Eigenschaften von Eugen Dyckerhoff, A. E. Toepffer, Bernhard Bilfinger, Matthias Koenen, deren Leben und erfolggekröntes Wirken gleichzeitig auch die Geschichte des Deutschen Beton-Vereins geworden ist, und ferner der vielen anderen, deren Hinscheiden ebenso viele Lücken in den Reihen der Betonindustrie bedeutet.

Die drei alsdann zunächst folgenden Vorträge behandelten Fortschritte im Eisenbetonbau, die in gleicher Weise geeignet sind, ihm neue Gebiete und Möglichkeiten zu erschließen. An Stelle von Herrn Heinrich Butzer sprach Herr Dipl.-Ing. Burckas der Firma Heinrich Butzer-Dortmund über „Spannungsmessungen an Pilzdecken“, die von seinem Hause beim Bau des Lagerhauses Thomsen in Rotterdam gemacht wurden. Obschon die Dauer der Versuche aus äußeren Gründen auf 8 Tage beschränkt war und die aufzubringenden Versuchslasten nur in Höhe der vorgeschriebenen Gesamtbelastungen zugelassen waren, haben die Versuche — wie der Vortragende am Schlusse an Hand einer vergleichenden Zusammenstellung nachwies — ein Ergebnis gezeitigt, das unter Berücksichtigung der verschiedenartigen Vorbedingungen bei der Ermittlung als im wesentlichen übereinstimmend mit den Werten von Marcus, Lewe, Probst und den Vorschriften der Stadt Chikago bezeichnet werden darf. Kurze Bemerkungen der Herren Professor Dr.-Ing. Gehler und Direktor Dr.-Ing. Marcus schlossen sich an, von denen der letztere empfahl, nunmehr das seinerzeit aufgestellte Versuchsprogramm über Pilzdecken zur Ausführung zu bringen.

Für wissenschaftliche Betriebsführung, Normalisierung und Typisierung der Bauteile und der Baumaschinen trat Herr Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Hielmann der Wickingschen Portlandzement- und Wasserkalk-Werke ein in seinem Vortrage über die „Ausführung von Silobauten unter Verwendung hochwertigen Portlandzements“ mit dem Hinweise, daß wir hierin vom Auslande, insbesondere von Nordamerika, bisher unleugbar überflügelt werden. Was sich bei straffer Baustellenleitung und hochwertigem Baustoff auch hei uns erreichen läßt, bewies er selbst an dem Beispiel eines 30 m hohen Zement-Zellensilos, bei dem trotz der bis auf —7° gesunkenen Außentemperatur in 16 Tagen — 14 weitere waren auf die Herstellung des Untergrundes verwendet worden — 2100 m³ Eisenbeton, 120 000 kg Rundeisen verbaut und eine Fläche von 5400 m² eingeschalt wurde. Eine Reihe täglich aufgenommener Lichtbilder veranschaulichte den Bauvorgang und lieferte einen Eindruck, dem sich die Zuhörer offenbar nicht entziehen konnten. Immerhin warnten die Herren Dr.-Ing. Hüser und Dr.-Ing. Petry vor übertriebenen Hoffnungen in bezug auf die angeregte Anpassung an amerikanische Organisations- und Betriebsmethoden unter Hinweis auf die in Deutschland leider sehr viel engeren Verhältnisse.

Die „Fortschritte im Bau von Massivkuppeln“ behandelte Herr Oberingenieur Dischinger der Dyckerhoff & Widmann A.-G. und gab zunächst eine kurze Übersicht über die Entwicklung des Kuppelbaues, dem erst im Eisenbeton der früher fehlende zugfeste Baustoff erstanden ist, der eine große Reihe neuer Bauten von bisher nicht ausführbaren Spannweiten ermöglicht hat. An einer Reihe von Ausführungen seines Hauses zeigte er alsdann den Übergang von der schweren und schwer einzuschalenden Rippenkuppel — die Jahrhunderthalle zu Breslau von 65 m lichter Weite und 42 m lichter Höhe — zu der vorteilhafteren Schalenkuppel nach Art der 34 m weiten und nur 5,25 m Pfeilhöhe aufweisenden Innenkuppel der Kirche St. Blasien. Den Höhepunkt des Vortrages bildete jedoch die Vorführung der im Zusammenwirken der Firmen Dyckerhoff & Widmann und Karl Zeiss-Jena entstandenen Eisennetzwerk-Kuppel mit Torkretbetonierung, die mit größter Leichtigkeit und schnellem Herstellungsverfahren die denkbar größte Standsicherheit verbindet. Die erste Ausführung dieser Art kennen die Leser der „Bautechnik“ u. a. aus Anzeigen der Dywidag; seither sind weitere Bauten ausgeführt worden, als letztere die des vielbemerkten Planetariums der Firma Zeiss in Jena. Die Lichtbild-Aufnahme des noch nicht torkretierten Netzwerkes von 40 m Spannweite, in dem zahlreiche Arbeiter scheinbar wie die Fliegen im Netz hängen, wurde von den Anwesenden mit besonderem Beifall begrüßt.

Den zweiten Sitzungstag begann Herr Dr.-Ing. Mautner, Direktor der Wayss & Freytag A.-G. in Düsseldorf, mit seinem Vortrage über „Festigkeits- und betontechnische Fragen bei Bauausführungen auf berg- und hüttenmännischem Gebiet“, in dem er Bezug nehmen konnte auf die nunmehr 14-jährigen Erfahrungen seiner Firma und seine eigenen Vorträge hierüber auf früheren Tagungen des Beton-Vereins. Er behandelte an Hand eines umfangreichen Tabellen- und Bildmaterials im besonderen die Verwendung von Beton beim Bau der Schächte Karl-Alexander und Carolus-Magnus, die Entwicklung im Bau von Betontübbings, die neuzeitlichen Arten des Gefrierverfahrens, das Verhalten des Betons und dessen hierbei zu erzielende Zug-, Druck- und Klebefestigkeit, Schwinden und Dichtigkeit. Ausführliche Mitteilungen dürfte hierzu die anläßlich des 50jährigen Bestehens der Wayss & Freytag A.-G. erscheinende Festschrift bringen zufolge einer Mitteilung des Vortragenden, der seine Ausführungen mit einigen Mitteilungen über Gründungen im Bergbau-Senkungsgebiet schloß, von denen an dieser

Stelle zwei Maschinenfundamente besonders großer Abmessungen sowie die eigenartige Konstruktion der Fundamentplatte und der Stützenauflagerung eines großen Kohlenturmes erwähnt seien.

„Über die Einwirkung von Ammonsalzlösungen auf Beton" und die „Zerstörung von Betonbauten durch chemische Angriffe und konstruktive Abwehrmaßnahmen" sprachen die Herren Prof. Dr. Mohr und Oberingenieur Goebel der Badischen Anilin- und Sodafabrik A.-G., Ludwigshafen, von denen der erste im wesentlichen bei den Gefahren verweilte, die dem Beton durch gewisse chemische Reagenzien drohen, während der zweite erfreulicherweise auf Grund der reichen Erfahrungen seines Hauses eine Reihe von Abhilfen zu nennen in der Lage war, die — wo nicht dauernde Abhilfe — so doch eine Verzögerung des Zerstörungsprozesses bewirken.

Eine Reihe besonders für den Leserkreis der „Bautechnik" in Betracht kommender Vorträge eröffnete Herr Strombaudirektor Konz-Stuttgart, der über die „Bauten für die Kanalisierung des Neckars zwischen Mannheim und Plochingen" sprach. Nach einem kurzen geschichtlichen Rückblick auf die vielseitigen Aufgaben der Neckarkanalisierung, die hierbei in Frage kommenden Belange und die Übernahme durch das Reich bezw. in gemischtwirtschaftlichen Betrieb behandelte der Vortragende den Bauentwurf und die Ausführungen der vier Staustufen Wieblingen bei Heidelberg, Ladenburg bei Mannheim, Neckarsulm, Unter- und Obertürkheim. Die Leser der „Bautechnik" finden einen eingehenden Bericht über den Gegenstand, den der Vortragende ja bereits auf der Tagung des Süddeutschen Kanalvereins am 14. und 15. November 1924 in Stuttgart zu behandeln hatte, im 2. Heft 1925, so daß sich ein näheres Eingehen an dieser Stelle erübrigt. (Schluß folgt.)

In der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg, sprach am 16. Februar Herr Oberingenieur Schellewald von der Brückenbauanstalt C. H. Jucho, Dortmund, über „Neuere Montagemethoden im Eisenbau". Er vermochte — unterstützt von dem Material wohl aller großer Eisenbauanstalten wie Jucho, Gutehoffnungshütte, M. A. N., Louis Eilers, Hein, Lehmann & Co., Gollnow-Stettin, Steffens & Nölle, Beuchelt u. a. — den zahlreich erschienenen Zuhörern ein trotz der knappen verfügbaren Zeit abgerundetes Bild des Gegenstandes zu geben.

Von vortrefflichen Lichtbildern unterstützt, legte der Vortragende dar, wie der Zusammenbau großer Eisenbauwerke ein bei weitem lebhafteres Bild bietet als die eigentliche Konstruktion, wie ferner die wachsenden Abmessungen und die Vervollkommnung der neuzeitlichen Hebezeuge, der Antriebsmaschinen und Fördermittel sowie das steigende Bedürfnis nach Verbilligung der Aufstellungsverfahren der Montagetechnik stetig neue Bahnen zeigen. Nach wie vor ist im Eisenhochbau Holz der zunächst gegebene Gerüstbaustoff, weil beweglicher, anpassungs- und widerstandsfähiger. Daß schon vor Jahren in bemerkenswerten Fällen eiserne Gerüste benutzt wurden, zeigt das Versetzen des eisernen Überbaues auf den hohen Turmpfeilern des Geultal-Viadukts in Belgien während des Krieges; erhebliche Ersparnisse und Fortschritte im Bau hölzerner Großgerüste lassen sich durch die Verwendung von Breitflanschträgern für die wagerechten Tragteile erzielen.

Im Mittelpunkte des Interesses standen die Ausführungen aus dem Gebiete des Brückenbaues: Einerseits wird die Zunahme der Achslasten in den nächsten Jahren hier eine ganze Reihe von Auswechselungen eiserner Überbauten für Eisenbahnbrücken zur Folge haben, die ohne oder mit möglichst geringer Betriebsunterbrechung vorzunehmen sind. Dann aber handelt es sich bei Brückenbauwerken vielfach um Abmessungen und um bauliche Verhältnisse, die den ausführenden Sonderfirmen besonders große und dankbare Aufgaben stellen. Der Vortragende war in der Lage, die Verwendung großer Schwimm- und Portalkrane, den Zusammenbau großer Eisenbrücken im freien Vorbau, durch Verschiebung in der Brückenlängsachse und durch Einschwimmen an einer Reihe von Beispielen zu erläutern und sich dazu besonders auch auf die Veröffentlichungen von Dr.-Ing. Schaper in der „Bautechnik" 1924, Heft 52 u. 55 sowie 1925, Heft 6 zu beziehen[1]).

Den Schluß seiner Ausführungen bildeten besonders eindrucksvolle Ausführungen aus dem Hochbau: Die Herstellung der Eisenkonstruktionen für die Bahnhöfe Friedrichstraße in Berlin und Frankfurt a. Main, die Montage von Fördertürmen und Verladebrücken im Berg- und Hüttenbau, von Helling- und Werftanlagen und nicht zuletzt die Aufstellung großer Luftschiffhallen gaben Zeugnis von der Entwicklung des Hebezeugbaues vom einfachen Standbaum bis zum hohen Gitterturm mit Ausleger und zu den gewaltigen neuesten Kranen der Demag. Ki.

[1]) Schaper: „Einbau eiserner Überbauten durch Verschieben der Brückenlängsachse", „Die Bautechnik" 1924, Heft 52; — Derselbe: „Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm", ebenda 1924, Heft 55 und 1925, Heft 6 (vergl. ferner 1924, Heft 37, 42 u. 44).

Untertunnelung der Potsdamer Bahn in Berlin. Schon im Jahre 1908 hatte nach der „Zeit" der damalige Berliner Stadtbaurat Krause zur Entlastung des Potsdamer Bahnhofes und der anschließenden Strecken der Potsdamer und Leipziger Straße einen Entwurf aufgestellt, der zwei neue Umgehungslinien vorsah, und zwar eine südliche und eine nördliche. Die südliche Umgehungslinie sollte hergestellt werden durch einen Straßentunnel unter dem Potsdamer Außenbahnhof von dem Schnittpunkte der Kurfürstenstraße mit der Dennewitzstraße nach der Schöneberger Straße, in deren Richtung der Tunnel nahezu verlaufen könnte. Nach langen Verhandlungen erklärte sich schließlich Ende 1913 die Eisenbahndirektion mit dem zuletzt aufgestellten Tunnelentwurf einverstanden. Die Ausführung dieses Tunnels wurde durch den Krieg verhindert. Heute sind die Verkehrsverhältnisse am Potsdamer Platz, in der Potsdamer und Leipziger Straße noch schwieriger und unhaltbarer geworden, so daß eine merkliche Entlastng des Potsdamer Platzes unbedingt angestrebt werden muß. Es dürfte daher zweckmäßig sein, den damals geplanten Entwurf in größeren Maßen bald zur Ausführung zu bringen. Der neue Tunnel müßte in der Mitte Platz bieten für zwei Straßenbahngleise und zu beiden Seiten für je eine zweispurige Fahrstraße; außerdem wäre es notwendig, daß beiderseitige Fußsteige in ausreichender Breite angelegt werden. Wichtig wäre ferner, daß die Tunnelrampen eine Steigung haben, die dem Verkehr keine wesentlichen Schwierigkeiten bereitet.

Die Ausführung des Tunnels, der Bauwerke der Hochbahn, Ringbahn und des Potsdamer Außenbahnhofes berührt, muß bei voller Aufrechterhaltung des Betriebes geschehen. Infolge der größeren Tunnelabmessungen, die heute nicht umgangen werden können, wird sich die Bauausführung bei den engen räumlichen Verhältnissen noch schwieriger gestalten als bei dem früheren Entwurf, der kleinere Tunnelmaße vorsah. Die Stadt muß für diesen Bau erhebliche Mittel aufwenden, doch dürfte die durch den Tunnel zu erzielende Verkehrsverbesserung eine so wertvolle sein, daß die hohen Kosten dadurch reichlich aufgewogen werden. Diese südliche Umgehungslinie des Potsdamer Außenbahnhofes genügt aber für die Dauer den Verkehrsansprüchen nicht. Es wird notwendig sein, auch die nördliche Umgehungslinie baldigst zur Ausführung zu bringen. Erst dann können auf dem Potsdamer Platz sowie in der Leipziger und Potsdamer Straße gesunde Verkehrsverhältnisse entstehen.

Der Dammbruch der Desse-Talsperre vor Gericht. Die im Oberlauf der Weißen Desse etwa 850 m über dem Meeresspiegel bei Oberpolaun als Erddamm erbaute Talsperre riß, nachdem sie seit etwa einem Jahr in Betrieb gewesen war, wie erinnerlich sein dürfte, am 18. November 1916 unter dem Druck der darin gestauten, etwa 400 000 m³ umfassenden Wassermenge. Außer großem Sachschaden — 40 Häuser, zahlreiche Brücken, Straßen- und Uferbauten wurden eingerissen und weggeschwemmt oder schwer beschädigt — ist leider auch der Verlust von 66 Menschenleben zu beklagen gewesen. — Nachdem das Unglück bereits im März 1923 die erste Instanz des zuständigen Kreisgerichts Reichenberg beschäftigt hatte, war es infolge der Berufung der Staatsanwaltschaft jüngst Gegenstand einer erneuten Verhandlung.

Der Entwurf des Bauwerkes stammt von wasserbautechnisch und wissenschaftlich einwandfreier Seite, er hat aus hier nicht zu erörternden Ursachen bis zur Ausführung nacheinander elf technische Dienststellen einschließlich des Arbeitsministeriums beschäftigt; die Oberbauleitung lag bedingungsgemäß in den Händen eines Staatsbeamten (Oberbaurats). Der Erstrichter, vor dem außer den staatlichen Aufsichtsbehörden der damalige Obmann der Wasserbaugenossenschaft und sein Stellvertreter, ihr Bauverwalter und der Bauunternehmer angeklagt waren, hatte als Ursachen des Unfalls einerseits die mangelhafte geologische Untersuchung und den Entwurf, anderseits erstens die Bauleitung, zweitens die Bauausführung bezeichnet. Er hat sich dabei auf das Gutachten zweier Sachverständigen gestützt, von denen mindestens der eine — ein Zivilgeometer — kaum die nötigen Voraussetzungen erfüllen und auch der zweite als Sonderfachmann nicht anzusprechen sein soll.

Beide Gutachter haben die Sperre weder im Bau noch nach der Beendigung gesehen, widersprechen in ihren Ausführungen sowohl sich selbst als anderen vorliegenden Gutachten einwandfreier Fachmänner und stellen selbst fest, daß ihnen von der Staatsanwaltschaft nicht genügend Zeit gelassen und zu wenig Geld für die notwendigen Untersuchungen zur Verfügung gestellt war.

Die erste Instanz war denn auch bezüglich sämtlicher Angeklagten wegen dieser auseinandergehenden Meinungen zu einem Freispruch gekommen, der jedoch nur in bezug auf die mitangeklagten Aufsichtsbehörden bestätigt wurde. In dem nunmehr gefällten Spruch der Berufungsinstanz wurden vielmehr die sämtlichen nichtbeamteten Angeklagten verurteilt, da sie den Bau zwar entwurfsgemäß oder nach Weisungen des Oberbauleiters ausgeführt haben, ihn jedoch wegen angeblicher sichtlicher Bedenklichkeit hätten einstellen müssen.

Es wurden verurteilt der Großindustrielle R. als Obmann der Wassergenossenschaft zu einem Monat, der Baurat K. und der Bauverwalter G. als örtliche Bauleitende zu sechs Wochen bezw. drei Monaten strengen Arrestes. Sämtliche Angeklagte wurden ferner zur Tragung der aufgelaufenen Kosten verurteilt, erhielten jedoch für die Verbüßung der Strafe eine Bewährungsfrist von zwei Jahren. Wirtschaftlich weit schwerere Folgen dürften den Verurteilten aus den Millionenansprüchen der Geschädigten erwachsen, die nunmehr auf dem Wege der Privatklage geltend gemacht werden sollen.

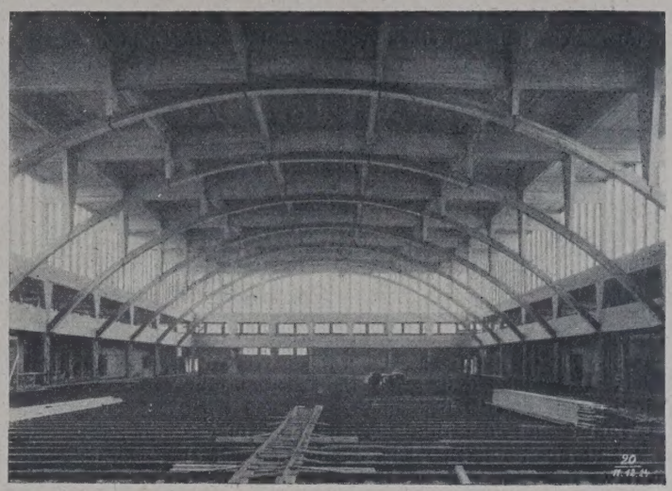
Man wird nähere Mitteilungen über das Urteil und seine Begründung abwarten müssen, bevor man zu dieser widerspruchsvollen Entscheidung Stellung nimmt. Jedenfalls wird man einem Berichte der „Ingenieurzeitschrift der deutschen Techniker i. d. Tschsl. Rep." vom 5. Februar 1925 beipflichten müssen, wenn er bezweifelt, daß sich angesichts dieser Rechtsauffassung noch Gemeindevorsteher und Obmänner von Bau- und Wassergenossenschaften finden werden, die als Folge der Übernahme dieses oft nicht leichten Ehrenamtes mit ihrem Ruf und ihrem Vermögen für Baukatastrophen einstehen sollen, auch wenn sie in der Wahl der Entwurfsbearbeiter und der — staatlich bestallten — Bauleitung offenkundig und unbestritten jede nur erdenkliche Sorgfalt an den Tag gelegt haben. Ki.

Die neue Messehalle der Stadt Breslau. Vergleichende Gegenüberstellungen von Preisangeboten bei größeren Ausschreibungen von Hallenbauten lassen einen Bautyp als besonders empfehlenswert erkennen, den man etwa als halbmassiv bezeichnen könnte, und zwar ist hierunter zu verstehen, daß Unterbau, Umfassungswände, Treppen, Galerien usw. in Ziegelmauerwerk oder Beton, die freitragenden, den weiten Hallenraum überspannenden Dachkonstruktionen in einer leichten, gefälligen, möglichst der Bogenform angepaßten Holzkonstruktion ausgeführt werden. Neben dem wirtschaftlichen Vorteil der schnellen Fertigstellung eines solchen Bauwerks sprechen alle Gründe dafür, diese Bauweise bezüglich der Standfestigkeit, Dauerhaftigkeit und Feuersicherheit den bisher üblichen, aber teureren Bauweisen als gleichwertig an die Seite zu stellen. Es erscheint heute unbedenklich, Räume bis zu einer Spannweite von 100 m freitragend zu überbrücken. Natürlich ist es nicht jedermanns Sache, solche Bauten herzustellen. Hierzu bedarf es der Entwurfbearbeitung durch erfahrene Ingenieure, der Herstellung des Bauwerks durch geschulte, auf die Besonderheiten der Konstruktion eingerichtete Facharbeiter und der Verwendung neuzeitlicher Arbeitsverfahren und -maschinen, wie sie nur einer Spezialfirma zur Verfügung stehen.

Bedenken gegen den Holzbau werden vielfach hinsichtlich seiner Feuersicherheit und seiner Dauerhaftigkeit erhoben. Was die Feuersicherheit betrifft, so haben die Erfahrungen bei großen Bränden immer wieder die Tatsache bestätigt, daß hölzerne Tragbauten, zu denen nicht allzu dünne Hölzer verwendet worden sind, feuerbeständiger sind als nicht ummantelte Eisenbauten. Denn Eisen verliert bekanntlich bei etwa 500° seine Zugfestigkeit, zerfließt und bringt die ganze Konstruktion zum Einsturz, während Holz nur äußerlich ankohlt und noch lange den Bestand des Bauwerks und der Rettungsarbeiten sichert. Außerdem verfügt die heutige Farbenindustrie über ein Anstrichmittel, das das Holz gegen Feuer unentflammbar macht. Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit aber sind Holzbauten, sofern Regen- und Wasserzutritt zu ihnen ferngehalten wird und sofern alle Teile der Konstruktion dauernd von austrocknender Luft umspült sind, praktisch von ebenso großer Dauerhaftigkeit wie Eisen.

Im Nachstehenden sei ein in der letzten Zeit entstandenes Bauwerk dieses halbmassiven Typs beschrieben, nämlich die neue Messehalle der Stadt Breslau auf dem Scheitniger Ausstellungsgelände, die ebenso wie das bereits der Öffentlichkeit bekanntgewordene Haus der Deutschen Funkindustrie auf dem Messegelände der Stadt Berlin bei Bahnhof Witzleben[1]) von der Aktiengesellschaft Carl Tuchscherer, Breslau, ausgeführt worden ist.

Die Ausarbeitung der Pläne für die Messehalle lag in den Händen des Breslauer Stadtbaurats Berg und des Architekten Moshamer. Das Gebäude, dessen Inneres die Abbildung zeigt, hat eine Länge von 150 m und eine Breite von 60 m, überdeckt somit einen Flächenraum von 9000 m². Im Innern des Gebäudes sind teils zur ebenen Erde, teils in dem 2000 m² umfassenden Obergeschoß Stände für ungefähr 1000 Aussteller vorgesehen. Die Halle bietet Raum für 25 000 bis 30 000 Besucher. Neben diesen, dem eigentlichen Messeverkehr dienenden Räumen sind noch besondere Abteilungen für die Verwaltungsbureaus der Messegesellschaft, für eine Restauration mit großem Küchenbetrieb, für die notwendigen Bedürfnisanstalten, für Abstellräume, Heizung, Kleiderablagen und für eine Post- und Telegraphenabfertigung untergebracht. Im Anschluß an die Messehalle wird nördlich als Haupteingang für das Messegelände ein überdeckter Säulenhof geschaffen werden, der den Hauptzugang zum Messegelände bilden wird. Der Konstruktionsaufbau der Halle ist bis auf die massiven Umfassungswände und den massiven Unterbau in reiner Holzkonstruktion ausgeführt. In kühn geschwungenen Bogen wölben sich die freitragenden Holzbinder über den Hallenraum hinweg. Mit schlanken Säulen setzt sich auf jene das stufenförmig abfallende Dach. Der Lichteinfall ist derart reichlich, daß man im Innern der Halle auf einem freien Platz zu stehen glaubt, nicht in einem allseitig umschlossenen Raum. Die Fenster haben matte Ornamentglasfüllung, die dem Halleninnern ein gleichmäßig verstreutes Tageslicht ohne grelle Reflexe und störende Schatten gibt. Die äußere Fassadengestaltung ist in einfachen, strengen Linien ausgeführt und mit derjenigen der Jahrhunderthalle in harmonische Übereinstimmung gebracht. Die Bauarbeiten sind so weit gefördert, daß das Bauwerk gegen Ende Februar 1925 schlüsselfertig übergeben werden sollte.



[1]) Vergl. Straumer, „Deutsche Bauztg." 1925, Heft 14.

Ein unfreiwilliger Versuch, betreffend den Lochleibungsdruck. Die rumänische Staatsbahnverwaltung erbte bei Kriegsende 1918 eine große Anzahl von Kriegsbrücken der ehemaligen österreichisch-ungarischen Armee. — Diese Brücken haben sich ohne Ausnahme tadellos bewährt, obwohl sie gegen alle Voraussicht nun zum Teil schon mehr als acht Jahre dem Verkehr dienen müssen, und obwohl ihr Unterhaltungszustand im Wirrwarr der Übergangszeit zeitweilig zu wünschen übrigließ.

Die Tragfähigkeit der Brücken wurde noch lange Zeit nach den Unterlagen der früheren Verwaltungen beurteilt, und es gingen all die Jahre hindurch über sie regelmäßig Lastenzüge, die ihre Tragfähigkeit voll ausnutzten.

Eine Nachprüfung der Unterlagen ergab nun die überraschende Tatsache, daß eines der älteren dieser Brückensysteme einen bisher nicht beachteten schwachen Punkt aufwies.

Die aus paarweise angeordneten [-Eisen bestehenden Hauptträgergurtungen dieser Brücke sind nämlich in den Knotenpunkten gestoßen, und als Stoßlasche dient einzig und allein das Knotenblech. Nun wurden bei Berechnung des Lochleibungsdruckes der Verbindungsschrauben ($d = 35$ mm) als Lochleibung irrtümlicherweise die entsprechenden Flächen der [-Eisen angenommen, statt der — um die Hälfte kleineren — Flächen im Knotenblech. Infolgedessen hatten die Schraubenlochwandungen (gedrehte Schrauben) statt der in den angeführten Unterlagen für eine Spannweite von 45 m ausgewiesenen Beanspruchung von 1420 kg/cm² in Wirklichkeit einen Lochleibungsdruck von **2840 kg/cm²** auszuhalten, also gegenüber den nach der alten preußischen Verordnung für diese Spannweite zulässigen 1631 kg/cm² eine Mehrbeanspruchung von **74%**.

Trotzdem diese, und in der Kriegszeit wohl auch noch höhere Beanspruchungen unzählige Male wiederholt stattfanden, ergab die Untersuchung aller bisher abgebauten Brücken dieses Systems, daß die Schraubenlöcher nicht die geringste Spur einer Stauchung aufweisen. Die einzelnen Knotenbleche und die Schrauben sind nach wie vor je untereinander vertauschbar.

Dieser unfreiwillige Versuch darf wohl als Bestätigung der neuerdings von Dörnen[1]) vertretenen Ansicht gelten, derzufolge die zur Lochleibung bisher zugelassenen Beanspruchungen zu niedrig sind und ohne Gefahr bis zur Höhe der dreifachen Zugbeanspruchung erhöht werden können.

Anderseits ist es vom arbeitspsychologischen Standpunkte aus sicherlich bemerkenswert, daß ein solcher, nach früheren Anschauungen schwerwiegender Berechnungs- und Konstruktionsfehler erst entdeckt wird, nachdem das betreffende Brückensystem über eine dreißig-

[1]) Dr. Albert Dörnen: „Die bisherigen Anschlüsse steifer Fachwerkstäbe und ihre Verbesserung", S. 37, Punkt 2. Berlin 1924. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

jährige erfolgreiche Geschichte zurückblickt und in dieser Zeit doch sicherlich von einer großen Zahl von Ingenieuren nachgeprüft worden ist. Grobe Fehler sind eben am leichtesten zu übersehen.

A. Pilder-Bukarest,
Oberinspektor der rum. Staatsbahnen.

Bau einer Versuchsstraße bei Braunschweig. Nach amerikanischem Vorbilde wird zurzeit nahe bei Braunschweig eine Versuchsstraße gebaut, die, aus verschiedenen Befestigungsarten bestehend, dazu dienen soll, unmittelbare Vergleiche zwischen den Straßenbaustoffen und -konstruktionen unter den gleichen Belastungsverhältnissen zu ermöglichen. Das Gelände, das Bocksbartsfeld zwischen der Celler Bahn und der Straße Braunschweig—Bienrode, ist von der Braunschweigischen Landesregierung zur Verfügung gestellt worden. Die Finanzierung der Bauarbeiten und Versuche haben der Deutsche Straßenbau-Verband, das Reichsverkehrsministerium und die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau übernommen. Die Oberleitung hat Oberbaurat Nagel von der Baudirektion Braunschweig. Prof. Dr.-Ing. Becker von der Technischen Hochschule Berlin wird die praktischen Versuche mit verschiedenen Wagengattungen und Bereifungen im Anschluß an seine theoretischen Untersuchungen am Institut für Kraftfahrwesen in Charlottenburg ausführen.

Die Versuchsstraße wird, wie die Abb. zeigt als Rundbahn von 360 m Durchm. angelegt. Sie erhält 11 m nutzbare Breite, die in einzelne Bahnen von 2,50 bis 3 m Breite unterteilt wird, deren jede mit einer Wagenart befahren wird. Das Längsgefälle der Straße wird nicht überall gleich, aber niemals stärker als 1 : 50 sein. Das Quergefälle richtet sich nach der Befestigungsart. Die Einfassung wird beiderseits aus Randsteinen DIN 482 von 0,35 m Höhe, deren Oberkante mit der Fahrbahn bündig liegt, gebildet. Die Randsteine sollen aus Velpker Sandstein bestehen, bei nicht ausreichender Belieferung werden Betonsteine benutzt. Der Unterbau wird für die ganze Straße aus einer 18 cm starken Packlage aus Velpker Sandstein bestehen. Auf dem Planum des Erdkoffers wird vor dem Aufbringen der Packlage eine dünne Schicht Kohlenschlacke oder Steingrus eingewalzt.

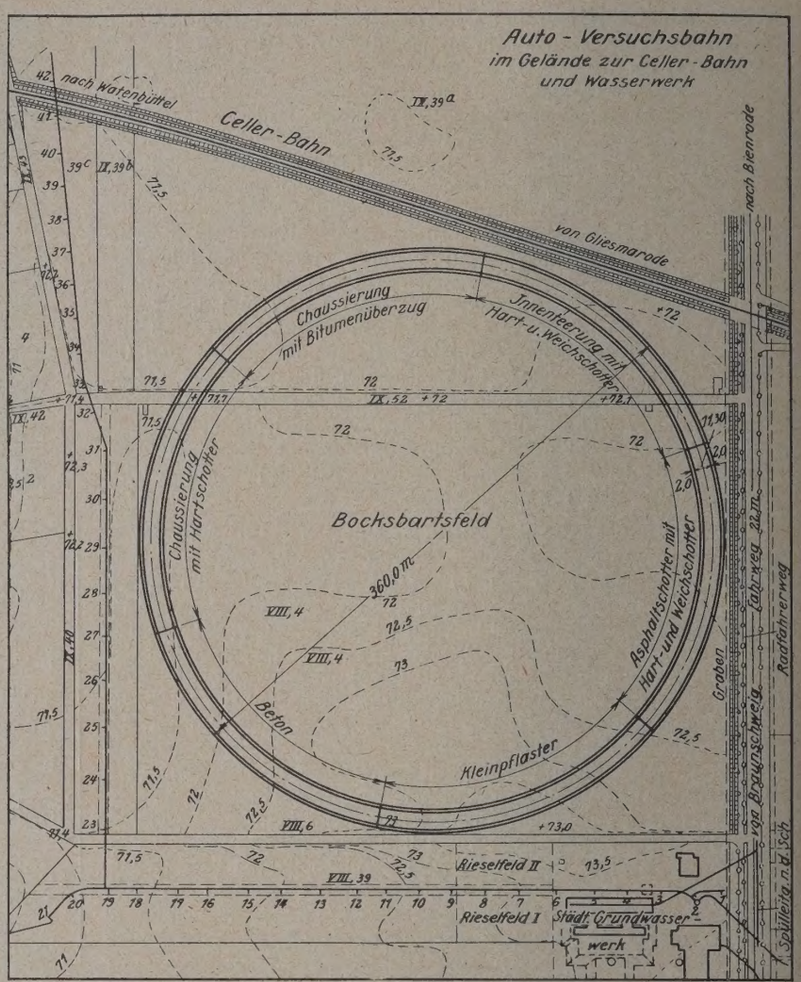
Zur Ausführung gelangen sechs Straßendecken mit einer Länge von etwa je 180 m, und zwar:

a) Chaussierung aus Hartschotter in bisher üblicher Ausführung, b) desgl. mit Bitumenüberzug, c) Innenteerung mit Hart- und Weichschotter, d) Asphaltschotter mit Hart- und Weichschotter, e) Beton, f) Kleinpflaster. Die Chaussierungsstrecken erhalten über der Packlage einen 0,12 m starken Oberbau, der in zwei Schichten eingewalzt werden soll.

Die Straße wird durch schwere Lastwagen beansprucht, deren Gewicht an die Grenze des durch die Kraftverkehrsordnung zugelassenen Gewichtes geht. Dadurch, daß auch vergleichende Versuche mit Riesenluftreifen, Kissenreifen und Vollgummireifen angestellt werden, ist es möglich, gleichzeitig die Grenzen der Anwendbarkeit der verschiedenen Bereifungen festzulegen. Versuche mit Personenkraftwagen sind zunächst nicht vorgesehen.

Die Arbeitsausschüsse der Studiengesellschaft für Steinpflaster-, Asphalt-, Teer- und Betonstraßen werden binnen kurzer Zeit nähere geeignete Vorschläge machen.

Mit dem Bau der Straße soll Anfang März begonnen werden; er soll am 1. Juni d. J. beendet sein.



Bahnbauten in der Türkei. Der Bauplan des Jahres 1924, der eine Strecke von etwa 200 km auf den Linien Angora—Sivas und Samsun—Sivas vorsah, ist nach einer Mitteilung des „Asien-Kämpfers" so gut wie ganz ausgeführt. Die von den Griechen an der anatolischen Eisenbahn zerstörte Strecke von etwa 600 km ist neu gebaut, die Verbesserungen, die an den Lokomotiven und dem gesamten rollenden Material durchgeführt wurden, sind derart ausgiebig, daß die Internationale Schlafwagengesellschaft einen Vertrag über den Dienst ihrer Wagen auf der Konia-Konstantinopel- und der Angora-Bahn abgeschlossen hat.

Man hat die Absicht, mehrere Kleinbahnstrecken zu bauen, um das Hinterland mit den anatolischen Linien zu verbinden. Mit dem Bau der Strecke Konia—Akserai ist begonnen worden. Die Linien, die zur Zeit der Besetzung von den Russen über Kars—Bayaid—Erzerum gebaut wurden, sind erneuert worden, die Strecke wurde bis an die Kohlengruben bei Erzerum weitergeführt. Auch längs den Küsten des Schwarzen Meeres werden Bahnen gebaut. Für die Linie von Samsun nach Bafra wurde ein Vertrag mit einem türkischen Unternehmen in Konstantinopel abgeschlossen. Diese 60 km lange Bahn erschließt die bekannte und fruchtbare türkische Tabakgegend. Die Vorarbeiten und Aufnahmen für den Bau der Linien Samsun—Tscharschembe und Bafra—Tereme sind vollendet. Die Pläne liegen dem türkischen Ministerium für öffentliche Arbeiten vor. Die bei diesem Bahnbau zu erbauende große Brücke über den Jeschil-Irmak bei Tscharschembe wird gleichzeitig Eisenbahn- und Straßenbrücke sein, weshalb die Kosten zwischen der Regierung und den Bauunternehmern geteilt werden. Auch die von der Baufirma zu errichtende Aktiengesellschaft ist bereits in Bildung begriffen. Eine 150 km lange Eisenbahn wird von Eregli nach Kara-Dere gebaut, um die Ausbeute der Eregli-Kohlengruben und der Wälder von Kara-Dere zu erleichtern.

Eine italienische Gruppe unterhandelt mit der türkischen Regierung über die Konzession zum Bau einer Linie von Kastamuni über Boli nach Angora.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Verfahren zum Abdichten von Erddämmen (Kl. 84a, Nr. 404 857, v. 3. 11. 1922, Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm.-Ges. in Berlin). Die bisherige Abdichtung der ein Wasserbecken abschließenden Erddämme geschah durch Aufbringen und Feststampfen einer Lehmschicht auf die vom Wasser bespülte Seite. Zur Verringerung der erheblichen Kosten einer solchen Abdichtung wird so verfahren, daß mittels des Preßluftspritzverfahrens zuerst eine dünne Lehmschicht und dann zu deren Schutz eine Betonschicht aufgebracht wird. Der Lehm wird hierbei unter großem Druck gegen die Erdunterlage gespritzt, dringt in deren Poren ein und zieht sie zum Teil mit zur Dichtung heran. Die dünne Betonschicht bezweckt, eine Beschädigung der Lehmschicht zu verhindern.

INHALT: Trägheitsmomente und Randspannungen des kreisringförmigen Querschnitts bei ausmittigem Druck. — Wasser- und Energie-Wirtschaftsfragen vom Bodensee und Oberrhein. (Schluß.) — Über den Umbau der Einfahrt zum Humboldthafen in Berlin. Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Technische Hochschule Darmstadt. — 28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Untertunnelung der Potsdamer Bahn in Berlin. — Dammbruch der Desse-Talsperre vor Gericht. — Neue Messehalle der Stadt Breslau. — Unfreiwilliger Versuch, betreffend den Lochleibungsdruck. — Bau einer Versuchsstraße bei Braunschweig. — Bahnbauten in der Türkei. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang | BERLIN, 13. März 1925 | Heft 11

Alle Rechte vorbehalten

Eine verkehrstechnische und städtebauliche Studie im Anschluß an den Wiederaufbau der Weidendammer Brücke in Berlin.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Herbst, Berlin.

Bei dem Bau der im Jahre 1923 zum großen Teil vollendeten, die Spree im Zuge der Friedrichstraße kreuzenden Nord-Süd-Untergrundbahn in Berlin ist auch die Weidendammer Brücke von der Stadt einem völligen Umbau unterzogen worden. Über diesen haben, und zwar unter Hinweis auf die Schwierigkeiten bei diesem bemerkenswerten Bauwerk, die Herren Magistratsbauräte Cornehls und La Baume in der „Bautechnik“ 1924, Heft 33 u. f. berichtet.

An diese Ausführung möchte ich im Interesse des großstädtischen Verkehrs einen Ausblick für die Zukunft anschließen, ohne die getroffene, überdies von den beteiligten Behörden eingehend erwogene Anordnung des Kreuzungsbauwerks kritisieren zu wollen; betreffs der Brückenanlage weise ich auf die Abbildungen dieses Heftes hin.

Wie an anderen Stellen Berlins ist auch die einwandfreie Straßenüberführung hier am Weidendamm besonders schwierig, weil an der Kreuzungsstelle ein lebhafter Verkehr zu Wasser und zu Lande pulsiert, die Spree in der Krümmung liegt und über ihr Hochwasser (+ 32,06 m N.N.) die Straße (+ 33,20 bis + 33,70 m N.N.) sich nur wenig erhebt, ferner die umgebende Bebauung sehr eng ist und fast unmittelbar an die Flußufer stößt, schließlich die Brücke sehr breit (rd. 25 m) und schief gelegen ist. Diese örtlichen Verhältnisse erschwerten naturgemäß die Gründung und Errichtung eines Bauwerks, das an dieser bevorzugten Stelle unten dem Schiffsverkehr einen genügenden Freiraum mit eigentlich 4 m Lichthöhe über H.W. von Ufer zu Ufer belassen mußte und oben für den Straßenverkehr keine unüberwindlichen und die Anlieger belastenden Anrampungen, auch keine Hemmung für die Überführung einer bestimmten Straßenbahnlinie schaffen durfte, im übrigen die sichere Regelung des Verkehrs bei dem Bau nicht hindern, schließlich aber, wenn irgend möglich, einen guten Gesamteindruck im Städtebilde gestatten sollte. Zu diesen Schwierigkeiten gesellte sich noch der recht unbequeme Umstand, daß die Brücke aus wirtschaftlichen Rücksichten in der alten Form über dem neuen Spreetunnel erbaut werden sollte.

Von besonderer Bedeutung war für die Gestaltung des eigentlichen, den Flußlauf in einer Gesamtweite von rd. 70 m überspannenden Bauwerks der Ausgleich der wasser- und straßenverkehrstechnischen Belange. Dieser Ausgleich hatte deshalb auch die einwandfreie Lösung bei den in Erwägung gezogenen Entwürfen recht erschwert und schließlich zu einem von vier Pfeilern unterstützten, unter dem Straßendamm liegenden Eisenüberbau von ungewöhnlicher Schlankheit mit rd. 85 cm Konstruktionshöhe in dem nur 3,25 m über H.W. angeordneten Scheitel geführt. Die Brückenanlage gestattet unter den schwierigen Verhältnissen eine verhältnismäßig gute Überführung des Straßenverkehrs, aber wegen der tiefen Lage des Tragwerks und der Anordnung von zwei Strompfeilern keine ganz einwandfreie Lösung für den durch Dalben und Leitwände zu führenden Schiffsverkehr auf der Spree.

Was hier für die weiteren Verkehrs- und Siedlungspläne Berlins interessieren soll, das sind die verkehrstechnischen und ästhetischen Hauptgesichtspunkte, die bei den Entwürfen in den Jahren von 1914 und vorher maßgebend waren, sowie die Frage, ob wir diese in ähnlichen Fällen bei dem Umbau oder Neubau von Kreuzungen städtischer Straßen mit Wasserläufen oder Eisenbahnen in Zukunft wieder als grundlegend ansehen dürfen.

Bei der Planung der Weidendammer Brücke wurde, wie sich in dem Bericht unbewußt äußert, eine Anlage von vornherein ausgeschieden, die den ganzen Fluß ohne Einbau mit einem über der Fahrbahn liegenden Überbau frei überspannt, obwohl die Notwendigkeit einer hemmungslosen Durchführung des Schiffsverkehrs anerkannt wurde, einmal, weil sie, zumal bei schiefer Lage zum Wasserlauf, nicht in das Städtebild gepaßt und zuviel Bauhöhe verlangt hätte, zum anderen, weil die Überführung einer zum linken Ufer abschwenkenden Straßenbahnlinie sonst nicht möglich gewesen wäre.

Bei diesen Maßnahmen traten also die straßenverkehrstechnischen und ästhetischen, zum Teil auch wirtschaftlichen Rücksichten gegenüber den Belangen des Schiffsverkehrs in den Vordergrund; dieser mußte sich mit einer Einschränkung seiner Bewegungsfreiheit, die ja in der Flußkrümmung und auf einer so viel befahrenen Strecke nicht zu entbehren ist, zufrieden geben. Es wurde für selbstverständlich gehalten, die Rücksicht auf den Fahrverkehr über die Brücke und auf deren Gestaltung dem Wasserverkehr gegenüber voranzustellen.

Diesen Standpunkt darf man nach meiner Auffassung bei den zukünftigen Plänen ähnlicher Bauwerke nicht mehr vertreten, und zwar ganz allgemein mit Rücksicht auf eine gesunde und weitsichtige Wasser- und Verkehrswirtschaft.

Wie überhaupt für Deutschland und die am Wasser liegenden Großstädte ist diese, wie in einem besonderen Aufsatz der „Zeitschrift für deutsche Binnenschiffahrt“ vom 15. September und 15. Oktober 1924 vom Verfasser ausgeführt, eine unabweisliche Forderung auch für die rd. 4 Mill. Einwohner und 90 000 ha Gesamtfläche umfassende Einheitsgemeinde Groß-Berlin geworden.

Diese nimmt unter den deutschen Städten großen Eisenbahn- und Wasserverkehrs eine bevorzugte Stellung ein. Im Herzen Mitteleuropas verkehrsgeographisch recht günstig gelegen, im Besitze guter Verbindungen zu Wasser und zu Lande nach allen Richtungen, ist sie zu einem Hauptknotenpunkte des Weltverkehrs und Welthandels geworden, wird nur von wenigen Städten Deutschlands im Güterverkehr übertroffen und ist in der letzten Zeit eifrig bemüht, sich wasserverkehrstechnisch weiter auszubauen. Berlin verfügt über ein dichtes Eisenbahnnetz mit elf Hauptbahnen, die strahlenförmig nach allen Teilen Mitteleuropas und weiter ins Ausland führen, sowie über ein Netz von natürlichen und künstlichen Wasserstraßen, und zwar der Spree und Havel, nebst Kanälen, die für Schiffe von 200 bis 600 t eine günstige Verbindung mit der Oder, Warthe, Netze, Weichsel, sowie mit der Ostsee, ferner mit der Elbe und weiter mit der Nordsee gestatten, und die nur noch für eine durchgehende Straße von West nach Ost des geplanten Mittellandkanals von Hannover nach Magdeburg zum Anschluß an Weser und Rhein bedürfen. Die von 1880 bis 1894 durchgeführte Kanalisierung der Spree in Berlin mit der Errichtung der Staustufen am Mühlendamm und in Charlottenburg gestattet dem gegenwärtigen Schiffsverkehr genügende Fahrwassertiefen und ein ruhiges Wasser. Man wird sie nicht entbehren können.

Es stehen der am 1. Oktober 1920 gebildeten Gemeinde Groß-Berlin für die Bewältigung des Güterverkehrs, der im Höchstfalle 1905 rd. 10 115 000 t betrug, nach dem Kriege auf rd. 2 500 000 t gesunken war, sich im Jahre 1924 aber wieder in erfreulichem Maße gehoben hat, neben den genannten Wasserstraßen mit ihren vielen Lösch- und Ladeplätzen und zum Teil gut ausgebauten Ladestraßen noch eine Reihe von elf Häfen, darunter vor allem der Osthafen an der Oberspree (1913 in Betrieb genommen), der staatliche Humboldthafen und der am 3. September 1923 zum großen Teil eröffnete, jetzt noch in Erweiterung begriffene Westhafen zur Verfügung.

Diese Wasserverkehrsanlagen, die einen bedeutenden Wirtschaftsfaktor darstellen, können in besonderem Maße auch mehr als bisher zur Verkehrsbewältigung, zur Wiedererstarkung der Wirtschaft von Berlin, aber auch von Deutschland beitragen, wenn sie vollwertig ausgenutzt, verbunden und mit neuzeitlichen Sammel- und Umschlageinrichtungen ausgebaut werden. Auf sie ist die Reichshauptstadt für Erhaltung und Entwicklung angewiesen; in großer Menge müssen — zum Teil von sehr weit her — Ernährungs-, Futter-, Betriebs-, Bau- und Brennstoffe, auch Fabrikate und Erzeugnisse aller Art, neuerdings stärker als früher Benzin für den anwachsenden Automobilbetrieb, neben der Eisenbahn auf dem Wasser herangeschafft, andere Güter und Stoffe mancherlei Art wieder fortgeschafft werden.

Deswegen wird Berlin für Anfuhr, Abfuhr, Sammlung, Lagerung und Beförderung von Gütern im großen Maßstabe, als Hafen-, Industrie- und Handelsstadt, schon mit Rücksicht auf die Überlastung der Eisenbahn und im regen Wettbewerb mit dieser, staatsseitig in seinen Maßnahmen unterstützt, stärker als je zuvor bestrebt sein, bei seiner ganzen Kommunalpolitik auch eine gesunde und weitsichtige Wasserwirtschaft zu treiben — auch für ausreichende Trinkwasserversorgung und Kanalisation, für Sammelbecken zur Bereicherung und Spülung in wasserarmen Zeiten und anderweite Nutzung der produktiven Kraft des Wassers zu sorgen. Dazu wird es genötigt sein, unter anderem für den Orts- und Durchgangsverkehr die entsprechenden Anlagen auszubauen und die Wasserwege, z. B. durch Erneuerung der bei kleineren Ansprüchen der Schiffahrt seinerzeit geschaffenen, den jetzigen

Verkehrs- und Kulturverhältnissen nicht mehr entsprechenden Altanlagen, für die Schiffahrt frei zu machen, soweit es sich im Rahmen anderer dringender Bedürfnisse der Großstadt und der Unterhaltungspflicht verantworten läßt. Über die Berliner Wasserstraßen hat vor einiger Zeit Geheimer Baurat Eger in der Zeitschrift „Das Schiff", Nr. 22 v. 1924 geschrieben.

Die Pläne für Ausbau und Änderung von Wasserstraßen, die als sogenannte Verkehrsbänder in ihrer Lage meistens unverlegbar, für Bebauungs- und Industrieerschließungen grundlegend sein können, sind auch mit Rücksicht auf die Sicherung von Grundeigentum und Raum, auf die Anlage der Straßen und Fluchtlinien, sowie für Uferausbau, ferner für Linie und Bau von den die Wasserläufe kreuzenden Untergrundbahnen, von Be- und Entwässerungsleitungen vorschauend in das Programm der Stadtverwaltung, auch des Staates aufzunehmen. Die Ausführung bleibt allerdings immer schwierig in einer engbebauten, nur flach über dem Wasser liegenden und nach anderen als Verkehrsrücksichten sehr schnell und nicht immer planvoll entwickelten Großstadt, verlangt auch große Opfer, deren Aufbringung die Finanzlage oft verbietet.

Von diesen allgemeinen volks- und wasserverkehrswirtschaftlichen Gesichtspunkten aus betrachtet, wird es in einer Zeit sparsamen, intensiven und produktiven Schaffens eine nationale Pflicht, ein zwingendes Gebot bleiben, auch dem Binnenschiffahrtverkehr im Anschluß an den Seeverkehr die Wege nach Möglichkeit zu ebnen sowie ihm auf seiner Straße Freiheit und Übersicht für möglichst hemmungslose Fahrt zu geben. Darauf hat die Schiffahrt — der Eilgut- und Frachtdampfer, der Schleppzug wie der Einzelkahn — im Gegensatz zu anderen Verkehrsarten, wie Eisen-, Straßen- und Untergrundbahnen sowie Straßen- und Flugverkehr, umsomehr ein besonderes Anrecht, als die Schiffsfahrzeuge schon in hohem Maße durch Hemmungen aller Art zum Schaden des Gewerbes und der Allgemeinheit behindert werden.

Die Erschwernisse der Fahrt und des Frachtgeschäftes bestehen vor allem in Wasserklemmen, Eisgang, Eisstand, Hochwasser, Sturm, Witterung, Strömung, Wasserstandschwankung, Nebel, Versandung, Verkehrsandrang, Enge, Unübersichlichkeit, Beleuchtungsmangel, Krümmungen und Einbauten, wie enge Brücken und andere Hindernisse. Diese werden um so unangenehmer empfunden, als schon die ganze Bewegung der Schiffahrt an und für sich beschwerlich und mühevoll ist, weil sie sich nicht auf so festen und geregelten Bahnen wie andere Verkehrsfahrzeuge vollziehen kann. Die Notwendigkeit für Freihaltung, Verbesserung und Ausbau des Schiffahrtweges ist nach alledem nicht zu bestreiten; seine Vorteile gegenüber der Eisenbahn bestehen vor allem in der verhältnismäßig geringen Zugkraft — Beförderung großer Schleppzüge durch kleine Dampfer —, in dem guten Verhältnis von Nutzlast zur toten Last und in den mäßigen Kosten für den Laderaum. Der Wassertransport gestattet Frachtersparnisse und damit einen volkswirtschaftlichen Gewinn.

Dementsprechend müssen auch in natürlicher Folge die die Wasserwege berührenden und kreuzenden Anlagen, z. B. die Brücken, die uns hier interessieren, je nach Bedürfnis und Finanzlage so ausgestaltet oder neu eingerichtet werden, daß sie kein Hemmnis für den Schiffsverkehr bilden, soweit andere sehr wichtige Belange nicht dagegenstehen. Dabei aber dürfen die praktischen und lebensnotwendigen Maßnahmen hinter die rein ästhetischen Rücksichten nicht zurückgedrängt werden.

Die Städte, in denen Kirche, Rathaus, Tuchhalle und Bürgerhaus charakteristische Zeichen des Gemeinschaftslebens waren, haben ihre äußere Erscheinung geändert; auch die Reichshauptstadt hat sich als Stadt der Arbeit aus einer Ackerbau- und Handelssiedlung auf dem Wege über eine Residenz- und Garnisonstadt zu einer Industrie- und Handelsweltstadt, wohl zur drittgrößten Stadt der Welt entwickelt, die bei ihrer günstigen Lage weitverbreitete Verbindungen nach allen Himmelsrichtungen, neuerdings auch auf dem Luftwege, aufrechterhält und alles auf bietet, um weltwirtschaftliche Beziehungen in jeder Weise zu fördern, den Straßenverkehr sicher zu regeln, anderseits auch, als die geistige Metropole Deutschlands, den vielseitigen Belangen von Kunst, Kultur, Geistesleben zu genügen, sowie die Pflege von Sport, Volkskraft und Wohnungswesen zu fördern.

Von solchen allgemeinen Gesichtspunkten als Grundlage für praktische und schönheitliche Würdigung muß man m. E. auch ausgehen, wenn man Stadtstraßen über Wasserläufe regen Verkehrs und hohen Wasserspiegels einwandfrei anlegen will. Demnach dürfte man nur dem Straßenverkehr zu Gefallen nicht den Schiffen die Fahrt verbauen oder einschränken, die an einen bestimmten Weg zwangsweise gebunden sind. Es ist nicht zu verantworten, viele Tausende von Schiffen (über 2000 Frachtfahrzeuge im Monat November 1924 durch Mühlendamm-Schleuse) ständig einen unbequemen und gefährlichen Weg befahren zu lassen, während dem Straßenverkehr jede Bequemlichkeit geboten und die Brücke nur dem Stadtbilde zuliebe ausgestaltet wird.

Darum empfiehlt sich dringend, bei allen verkehrsreichen Wasserstraßen bezw. Eisenbahnen die Brücken so anzuordnen, daß sie unten auf ganzer Breite des Weges bis ans Ufer eine möglichst große Lichthöhe — heute für den zukünftigen Verkehr mit 600-t- bis 1000-t-Schiffen mindestens 4 m über Höchstwasserstand auf mindestens 40 bis 45 m — zur Verfügung lassen, und dazu die Tragwerke, je nach verfügbarer Bauhöhe, grundsätzlich über der Fahrbahn anzuordnen. Ist Raum genug zwischen Straße und Wasser — z. B. in Paris auf der breiten Seine mehr als in Berlin auf der Spree —, so wird man natürlich das Tragwerk ohne weiteres nach unten legen.

Von diesem Standpunkt aus gesehen, erscheint heute die Rücksicht auf die Überführung einer Straßenbahn, die wohl auch an anderer Stelle hätte geführt werden können, auf Kosten der an einen Zwangsweg gebundenen Schiffahrt recht einseitig.

Die Tragwerke können auch für großstädtischen Verkehr, in Eisen oder Stahl, so gestaltet werden, daß sie bei entsprechender Einschränkung der Bauhöhe keine übermäßigen Rampenanlagen erfordern, daß sie dem Straßen- und Wasserverkehr Freiheit und Übersicht lassen sowie einen guten Eindruck schaffen. Selbst wenn dieser bei dem schwierigen Ausgleich sich drängender Belange nicht vorhanden sein sollte, muß man sich mit Rücksicht auf das gesamte Großstadtleben aus den genannten Gesichtspunkten heraus in bestimmten Stadtgebieten damit abfinden, zumal wenn die Umgebung, wie oft in Großstädten, wenig ansprechend ist.

Die Anpassung an die „Umgebung", an das sogenannte „Stadtbild", darf man aber nicht so weit treiben, daß man dieser Rücksicht zu Gefallen — m. E. in übertriebener Weise — Tragwerke unnatürlich schwerer, damit wenig kunstgerechter Form in Vorschlag bringt, wie bei dem Wettbewerb um die Hohe Brücke in Elbing von 1917/22.[1])

Es soll hier — schon mit Rücksicht auf die äußerste Einschränkung der Bauhöhe — nur von Eisenbrücken die Rede sein. Von massiven Brücken, bei denen Eisenbeton auch sehr geräumige Profile für die Schiffahrt schaffen kann, soll an anderer Stelle gesprochen werden.

Zu der Frage ästhetischer Gestaltung von Brücken über Wasserläufe und Eisenbahnen im allgemeinen soll mit bezug auf Aufsätze des Verfassers über diesen Gegenstand in der „Zeitschrift für Binnenschiffahrt" vom 15. September und 15. Oktober 1924 und in der „Bautechnik" vom 17. und 31. Oktober 1924 hier nicht weiter eingegangen werden; es sei nur erwähnt, daß man für die meisten Straßenbrücken in Groß-Berlin-Mitte von 30 bis 100 m Weite und geringer Bauhöhe sehr wohl Bauformen finden kann, die den neuzeitlichen Wünschen von Architekt und Ingenieur entsprechen und sich städtebaulich gut in den Rahmen von Verkehr und Umgebung einfügen lassen.

Was ihre Gestaltung betrifft, so wird der Ingenieur es sich angelegen sein lassen, sie vor allem aus dem Zweckgedanken heraus natürlich und organisch, und zwar nach den uralten und immer bestehenden Grundsätzen der Schönheit eines Bauwerks oder eines Kunstwerks zu entwickeln, d. h. der Brücke Einheit und Geschlossenheit, Harmonie, Rhythmus, Maßbeziehung und Symmetrie, sowie Ruhe, Gleichmaß, Materialcharakter, Einfachheit und Straffheit zu geben, sie in wirtschaftlicher Eiseneigenform ohne prunkende Monumental-Architektur und kleinliche Verzierung, mit schlankem, stetigem und belebendem Linienverlauf ohne Härten zu gestalten, es ferner mit der Umgebung in Einklang zu bringen, ihr eine gefällige Gliederung, einen kraftvollen, standsicheren, verständlichen Ausdruck zu geben und die markante, möglichst schwach geneigte Fahrbahnlinie besonders herauszuheben.

Von den verschiedenen Brückenformen, die man je nach den örtlichen Bedürfnissen in Betracht ziehen darf, soll im folgenden eine Anlage erörtert werden, die ich für die Kreuzung Berliner Wasserläufe — bei Weiten von 25 bis 100 m, bei großer Breite, sehr geringer Bauhöhe und in der Umgebung engster Bebauung — nach meinen Erfahrungen als recht dankbar und angebracht empfehlen möchte. Es ist dies der Stabbogen mit Hängestangen und einem wagerecht durchgehenden, unter der Fahrbahn liegenden bezw. bei großer Breite

[1]) „Der Bauingenieur" vom Oktober 1924.

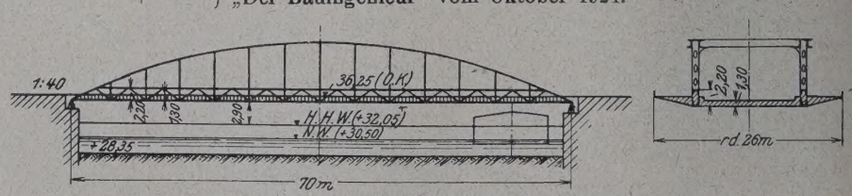


Abb. 1. Grundsätzliche Skizze.

Bei drei Hauptträgern: $+32{,}05 + \mathbf{3{,}40} + 0{,}80 = +36{,}25$ m N.N.
Bei zwei Hauptträgern: $+32{,}05 + \mathbf{2{,}90} + 1{,}30 = +36{,}25$ m N.N.

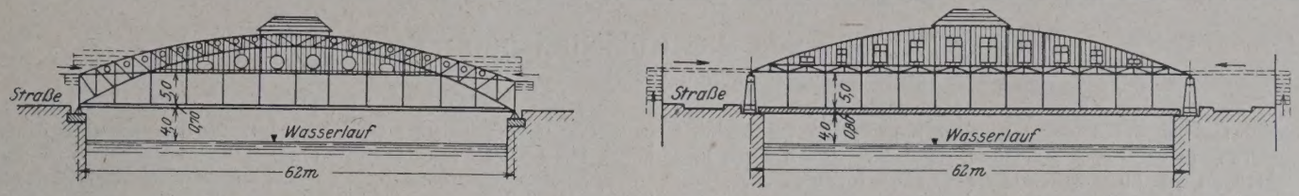


Abb. 2. Grundsätzliche Skizzen von ausnutzbaren Brücken-Überbauten, die bei dreifacher Querträger-Aufhängung geringe Bauhöhe gestatten, sich allgemein aber nicht empfehlen.

heraustretenden Versteifungsträger, der sogenannte Langersche Balken, wie er z. B. für die Verhältnisse der Weidendammer Brücke — rd. 70 m Weite und 26 m Breite — in Abb. 1 skizzenhaft dargestellt ist.

Dieses Brückensystem — in Stahl oder Flußeisen —, meistens statisch unbestimmt, scheint mir für Großstädte aus folgenden Gründen geeignet:

1. Es läßt unten in gleicher Höhe von Ufer zu Ufer völlige Freiheit für den Schiffsverkehr.

2. Es gestattet oben dem Straßenverkehr Umsicht und Freiheit der Bewegung.

3. Es ermöglicht eine geringe Bauhöhe, die so oft unentbehrlich ist, und senkrechte Auflagerkräfte, damit einfache und billige Widerlager, was überdies auch bei Ersatz gewölbter Brücken (unter Fortnahme der Mittelpfeiler und Verwendung der Widerlager) so wichtig sein kann.

4. Das System kann — mit entsprechender Ausbildung der Senkrechten — oben die oft so störend empfundenen Windquerverbände — vielleicht bis auf einige luftige Querstäbe — entbehren.

5. Die gedrängte, oben durch einen wirkungsvollen Bogen beherrschend abgeschlossene Bauform fügt sich leicht und bescheiden ohne Störung in die städtische Umgebung ein und schließt sich — ohne Masken-Landanschlüsse — natürlich und organisch ans Ufer an.

6. Es genügt im übrigen ästhetischen und städtebaulichen Rücksichten, weil seine ganze Erscheinung durch den schlanken, leicht gegliederten oder vollwandigen Versteifungsträger, den kraftvollen, mit dem Untergurt sich vereinigenden, straff und flach gehaltenen Spannbogen, sowie durch seine übersichtliche und verständliche Wirkung durchaus gewinnt, ferner wegen des ruhigen und gleichmäßigen Verlaufs der Stab- und Bogenlinien, auch in den Schrägen gesehen, eine freundliche Perspektive, ohne die verwirrende Wirkung sich kreuzender Stäbe schafft.

Für die Standsicherheit und Konstruktion dieses gegebenenfalls mit Gelenk zu versehenden und dann statisch bestimmten Systems ist die Anordnung einer nahezu wagerechten und mit Asphalt auf Beton abgedeckten Fahrbahn, von luftigen, aber steifen Hängestangen, ferner die Flachheit des Spannbogens, sowie innere Versteifung des ganzen Tragwerks, kräftige Ausbildung der Auflagerspitze von Bedeutung. Die Steifheit des Systems, die bei dem normalen Netzwerkträger in höherem Maße vorhanden zu sein pflegt, ist hier dringend notwendig, um dem allerdings unschädlichen, leichten Schwingen des Überbaues bei beweglicher Belastung möglichst entgegenwirken zu können. Bei der Straßenüberführung am Stadtbahnhof Halensee (Berlin) scheint mir der Versteifungsträger zu niedrig, der Bogen zu hoch zu sein.

Das Überbausystem kann für den Umbau solcher den Verkehrsansprüchen nicht mehr genügenden, wegen Dalben und Leitwände in Unterhaltung oft so teuren Brücken geringer Durchfahrthöhe und enger Pfeilerstellung — vielleicht ohne Hebung der Straße — für Freimachen des Schiffahrtweges sehr wohl in Frage kommen. Von Bedeutung ist bei diesem Tragwerk die Konstruktion des Versteifungsträgers, der, etwa $^1/_{40}$ der Länge hoch, meistens unter die Fahrbahn, bei großen Weiten auch über diese hervorragend bis Geländerhöhe bezw. bis über Augenhöhe, dabei wieder innerhalb oder außerhalb der Fußwege, angelegt wird. Z. B. wird er bei 70 m Stützweite rd. 2 m hoch werden und dann naturgemäß bei 1 m Bauhöhe 1 m hoch herausstehen. Er kann in leichtgegliedertem Fachwerk, in Vollwand und in Vierendeelform gehalten werden, je nach Lage zur Verkehrsbahn und ästhetischen Ansprüchen.

Das Heraustreten des Versteifungsträgers zwischen Fahr- und Gehbahn wird nun von manchem vielleicht als unbequem und störend, gar als gefährlich empfunden werden, vor allem weil er die Freiheit der Bewegung und Umsicht, auch die Überholungsmöglichkeit vermissen würde. Solchen Bedenken muß man aber entgegentreten, weil bei richtigem Ausbau die so gestalteten Tragwerke der Schiffahrt große Vorteile, dem Straßenverkehr keine Nachteile bringen.

Der sogenannte Querverkehr auf einer kurzen, aber breiten Brücke von 25 bis 100 m, wo reichliche Gelegenheit zum Ausweichen und Überholen gegeben ist, ist in den meisten Fällen nicht nötig. Die Brücke dient dem Längsverkehr für Fuhrwerk und Fußgänger, und der letztere bringt durch ein unnötiges Schräg- und Querüberlaufen sich in Gefahr und die Wagen in Verlegenheit. Der Weg ist hier vorgeschrieben, der zu beschreiten ist, und es dürfte der Sicherheit großstädtischen Verkehrs nur nützlich sein, wenn das Publikum sich hier an strenge Verkehrsdisziplin hält und zur Verhütung von Unglücksfällen zum Selbstschutz verständige Umschau hält. Auch in stark belebten Stadtvierteln braucht die durch die Rücksicht auf andere Verkehrszweige erforderliche Einschränkung des Querverkehrs kein Hindernis oder eine Unbequemlichkeit zu sein.

Außerdem läßt sich der Träger so gestalten, daß er nur in Geländerhöhe (1,2 m) oder in einer für freies Durchgehen geeigneten Höhe (2 m) sich über die Brückenbahn erhebt. Es scheint mir jedenfalls vom verkehrstechnischen Standpunkte unverantwortlich, die Bequemlichkeit des Straßenverkehrs auf Kosten des Wasserverkehrs einseitig zu übertreiben, anderseits wird man selbstverständlich das Tragwerk ganz nach unten legen, wenn dort Raum vorhanden ist.

Es kann ferner im Notfall, wo es auf die äußerste Einschränkung der Bauhöhe ankommt, und man an derselben Stelle ohne Notbrücke und Verkehrsunterbrechung erst die eine, dann die andere Brückenhälfte bauen muß, m. E. voll verantwortet werden, zwischen den beiden weit entfernten Haupttragwerken noch einen Mittelträger einzuschalten, wenn die Querkonstruktion damit halb so hoch, z. B. statt 1,5 m nur 0,8 m bemessen werden kann (wohl auch am Weidendamm denkbar). Statt den Querträger zur Einschränkung seiner Bauhöhe an einen Mittelträger anzuschließen, kann man ihn, allerdings nur bei Trogbrücken, auch an oberen Querverbänden der beiden Haupttragwerke mit viel Freiheit belassenden Zugstangen aufhängen.

Die Anordnung von drei Hauptträgern dürfte sich städtebaulich und verkehrstechnisch wohl mehr empfehlen als eine starke Straßenanrampung, die nie gut aussieht und wenn irgend möglich zu vermeiden ist.

Neben der Verkehrsüberführung durch Eisen- oder Eisenbetonbrücken gibt es noch eine andere Bauform, die sich den Wünschen derer, die unter allen Umständen eine Anpassung an die städtische Umgebung erstreben, mitunter am besten fügen könnte, nämlich die Hausüberbauung des Wasserlaufes.

Bei dieser wird die Überführung des Verkehrs (erforderliche Breite rd. 5 m Lichthöhe) mit einem Hochbau besonderer Bauart vereinigt, der zum Mittragen herangezogen und zu bestimmten Zwecken noch wertvoll ausgenutzt werden kann. Der Hochbau, in Eisenbeton oder Eisenfachwerk, den Wasserlauf frei überspannend, in geeigneter Konstruktion auf die Ufer gestützt, gestattet bei seiner Wandsteifigkeit, den eigentlichen Verkehrsweg in leichter Freiheit der Bewegung und des Umblicks gestattender Bauweise an weit entfernten Zugstäben aufzuhängen und über dem Brückenwege in geschmackvoller, sich der nächsten Umgebung anpassender Architektur bestimmte Räumlichkeiten unterzubringen. Eine solche Überbauung der Wasserstraße erinnert an überdeckte und überbaute Brücken des Mittelalters, auf denen man den Bewohnern der Stadt Gelegenheit zum Lustwandeln bot, aber auch zum Ausblick auf strömendes Wasser, auf belebte Bilder des Flusses und der Ufer, Brückenformen, mit denen man aber auch häßliche Ufer verdecken wollte. Solche Hausbrücken, deren Räume man für bestimmte Zwecke verpachten könnte, würden die Kosten für Bau und Unterhaltung durch wirtschaftliche Benutzung von selbst aufbringen, bei großem Raummangel könnte man auch an Garagenbau denken.

Bei solcher Überbauform kann man — wie schon erwähnt — die Querträger an Zugstangen in der Brückenachse aufhängen und dadurch die Querkonstruktion, also auch die Bauhöhe bedeutend, z. B. bei 26 m weiten Brücken auf rd. 1,0 bis 0,8 m einschränken. In Abb. 2 ist eine Anordnung für rd. 62 m Weite dargestellt, wie man sie grundsätzlich bei bestimmten Verhältnissen sich vorstellen könnte.

Solche Bauformen nehmen aber die Aussicht über den Kanal oder den Strom, deren Erhaltung doch im ästhetischen und städtebaulichen Interesse liegen dürfte. Sie müßten dann gerade den Abschluß einer weiten Aussicht im Städtebilde geben. Aber im allgemeinen liegt ein Hauptreiz der von Flüssen durchströmten Städte in der Erhaltung und in dem Ausbau der Uferanlagen mit Baumbestand, Gärten, Monumentalbauten usw., in dem freien Ausblick flußauf und flußab, wie wir es z. B. so wundervoll in der Isarstadt München genießen können. Es liegt also gewöhnlich keine Veranlassung vor, einen Strom durch eine Anlage zu überbauen, die trotz der Lichthöhe von 5 m über Straße den Ausblick vielleicht hemmen könnte. Auch ist eine Bauweise in Eisen, Verschalung und Glas nicht überall am Platze; es würde ein Massivbau — in gegliedertem Eisenbeton — vielleicht schon eher möglich sein.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Zahlenwerte der Kohäsion beim Erddruck.

Von Regierungs-Bauführer Dipl.-Ing. **H. Knoke**, Dresden.

Zu der in der letzten Zeit so vielfach behandelten Frage des Erddrucks unter Beachtung der Kohäsion möchte ich nachstehend eine Auswertung in der Natur gemachter Beobachtungen bringen und knüpfe hierzu an den Aufsatz des Herrn Dr.-Ing. Krey in der „Bautechnik“ 1924, Heft 40, „Widerstandsfähigkeit des Untergrundes und der Einfluß der Kohäsion beim Erddruck und Erdwiderstand“ an. Krey wies dort darauf hin, daß besonders die Tatsache freistehender Erdwände durch die Mitwirkung der Kohäsion im Erdreich ihre Erklärung fände, und nahm in einigen Zahlenbeispielen die Schubfestigkeit der Erde K_s zu 0,1 kg/cm² gleich der Haftfestigkeit an. Dieser Wert scheint mir aber ein gut Teil zu niedrig zu sein, wie sich im folgenden zeigen wird. Wirklich genaue Werte könnte man wohl nur durch Versuche gewinnen, wie sie ja Krey vorschlägt. Einstweilen können daher vielleicht meine Beobachtungen zur Klärung beitragen. Doch mögen noch einige mathematische Betrachtungen vorangehen.

Für jede mögliche Gleitfläche (Abb. 1) bei beliebig gegen die Lotrechte geneigter, freistehender Erdwand wird beim Zusammenwirken von Reibung und Kohäsion die Gleichgewichtsbedingung bestehen:

$$G \sin \vartheta = G \cos \vartheta \operatorname{tg} \gamma + K_s l$$

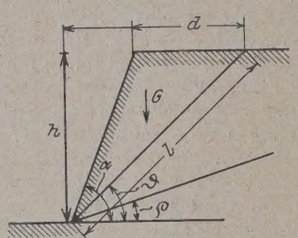


Abb. 1.

oder für den Zustand unmittelbar vor dem Abgleiten, wenn also die Reibungskraft in der Gleitebene nicht um den Winkel γ, sondern um den Böschungswinkel ϱ von der Normalen abweicht:

$$(1) \qquad G \sin \vartheta = G \cos \vartheta \operatorname{tg} \varrho + K_s l,$$

wobei gleichmäßige (Rechteck-)Verteilung der Schubspannung K_s angenommen ist.

Da

$$G = \frac{h\,d}{2} \cdot \gamma = \frac{h\,(h \operatorname{ctg} \vartheta - h \operatorname{ctg} \alpha)}{2} \cdot \gamma \quad \text{und} \quad l = \frac{h}{\sin \vartheta},$$

läßt sich Gl. 1 umformen in

$$(2) \quad K_s = \frac{\gamma h}{2} \cdot \eta = \frac{\gamma h}{2} \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \vartheta}{\operatorname{tg} \alpha}\right) \sin \vartheta \cos \vartheta \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \varrho}{\operatorname{tg} \vartheta}\right).$$

Für eine bestimmte Gleitfläche (ϑ) wird der Anteil, den K_s zur Erhaltung des Gleichgewichts liefert, ein Größtwert sein, und dieser Größtwert ist wieder eine Funktion vom Böschungswinkel ϱ und der Wandneigung α. D. h. also, man setzt

$$\frac{d\,\eta}{d\,\vartheta} = \frac{d\left[\left(1 - \frac{\operatorname{tg} \vartheta}{\operatorname{tg} \alpha}\right) \sin \vartheta \cos \vartheta \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \varrho}{\operatorname{tg} \vartheta}\right)\right]}{d\,\vartheta} = 0$$

$$\frac{d\,\eta}{d\,\vartheta} = \cos 2\vartheta - \frac{\sin 2\vartheta}{\operatorname{tg} \alpha} + \sin 2\vartheta \operatorname{tg} \varrho + \frac{\operatorname{tg} \varrho}{\operatorname{tg} \alpha} \cos 2\vartheta = 0$$

somit

$$\operatorname{tg} \varrho = \frac{\frac{\sin 2\vartheta}{\operatorname{tg} \alpha} - \cos 2\vartheta}{\sin 2\vartheta + \frac{\cos 2\vartheta}{\operatorname{tg} \alpha}}.$$

Setzt man in dieser Gleichung $2\vartheta = \alpha + \varrho$, so geht nach mehrfachem Umformen die rechte Seite in $\operatorname{tg} \varrho$ über, d. h. also, es besteht auch noch die Beziehung zu Recht

$$(3) \qquad \alpha - \vartheta = \vartheta - \varrho$$

für jene Gleitfläche, in der K_s ein Größtwert wird. In Worten ausgedrückt:

Die Gleitfläche halbiert den Winkel zwischen Böschungslinie und Wandlinie.[1]) Für den Sonderfall senkrechter Wand ($\alpha = 90°$) und Kohäsion ohne Reibung erhält man aus Gl. 3 die bekannte Beziehung $\vartheta = 45°$, was für die Richtigkeit der Theorie spricht.

Gl. 2 u. 3 liefern also eine Beziehung zwischen den gegebenen Größen α, ϱ (und damit ϑ) und der, wie ich sie nennen möchte, „spezifischen Schubfestigkeit η“ (für $\frac{\gamma h}{2} = 1$). Für $\alpha = 90°$ ist dies in Abb. 2 dargestellt. Gl. 2 ergibt eine von einem Punkt ausgehende Parabelschar, Gl. 2 u. 3 liefern ebenfalls eine Parabel als geometrischen Ort der verschiedenen Parabelscheitel (Größtwerte). Für $\alpha = 90°$ und $\varrho = 0$, also $\vartheta = 45°$ erhält man $\eta = 1/2$ und damit $K_s = \frac{\gamma h}{4}$, wie bekannt.

Nun sind aber auch überhängende Erdwände gelegentlich möglich, jedoch nur solange, als noch die Schwerlinie des gefährdeten Erdkeils die Gleitfläche trifft. Andernfalls könnte keine Schubspannung mehr wirken, und zur Erhaltung des Gleichgewichts wären reine Zugkräfte nötig; wie weit die Kohäsion des Bodens dies zuläßt, wissen wir nicht, so lange keine entsprechenden Versuche vorliegen.

Nimmt man an, daß Zugkräfte nicht übertragen werden, so liegt der Grenzfall des Gleichgewichts vor, wenn die Schwerlinie des gefährdeten Erdkeils durch den Fußpunkt der Wand geht. Dann muß nach Abb. 3 und, da die Gleitfläche den Winkel zwischen Böschungslinie und Wandlinie im Grenzfall halbiert, sein

$$\alpha - 90° = 90° - \vartheta, \text{ nämlich } = \beta/2$$

oder $\alpha = 180 - \vartheta$, und da aus (3) $\alpha = 2\vartheta - \varrho$ folgt, so ergibt sich für den Grenzfall durch Gleichsetzen

$$(4) \quad \alpha = 180° - \vartheta = 2\vartheta - \varrho \text{ oder } \vartheta_{max} = \frac{180 + \varrho}{3},$$

als steile Neigung der Gleitfläche, worauf ich später noch zurückkommen werde.

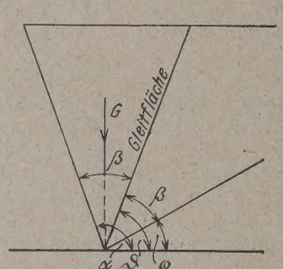


Abb. 3.

Mit Hilfe vorstehender Beziehungen kann man nun aus der Tatsache vorhandener freistehender Erdwände Rückschlüsse auf die in ihnen herrschenden Schubspannungen ziehen. Die höchsten mir bekannten Wände befinden sich in den quartären Schotterterrassen des Alpenvorlandes, besonders in den Tälern von Inn, Alz und Salzach, im sog. Chiemgau, nördlich vom Chiemsee bis zum Zusammenfluß von Inn und Salzach. Beide Flüsse haben sich im Laufe der Zeiten teilweise über 40 m tief in den Moränenkies und den darunter lagernden Flinz (mergelig-tonige Buntsande des Tertiär, z. T. sehr hart, wasserundurchlässig) eingefressen und bilden Ganz- oder Halb-„Cañons“ wundervoller landschaftlicher Schönheit, so vor allem bei Wasserburg und Mühldorf a. Inn, bei Laufen und Burghausen a. d. Salzach. Auch das Würmtal bei Starnberg und andere Orte bieten ähnliche Erscheinungen. [Der grandiose Isarcañon bei Grünwald (München) hat in der Hauptsache Nagelfluhbänke, scheidet also für unsere Betrachtung aus.] Die Abb. 4 bis 6 u. 8 zeigen einige unverzerrte charakteristische Querprofile vom Inn im Umkreise von Mühldorf, Abb. 7 entstammt dem Würmtal, nach einem der geologischen Karte Bayerns, Blatt Gauting entnommenen Auerprofil. Diese Deckenschotter bestehen hauptsächlich aus mehr oder weniger groben und sandigen Kiesen, sind z. T. schwach lehmig und an der Oberfläche oft zu rötlichem Lehm verwittert; auch reine Schweissandschichten mit ziemlichem Glimmerreichtum kommen vor. Da die Schotter auf dem Flinz lagern, der als grundwasserführende Schicht anzusprechen ist, so sind sie meist recht trocken. Außerdem sind sie sehr fest gelagert und nähern sich gelegentlich schon dem Charakter von Nagelfluh, zerbröckeln aber doch beim Abgraben o. ä. ziemlich leicht. Der natürliche Böschungswinkel beträgt rd. 35 °, d. h. abgegrabene Böschungen z. B. stehen mit 1 : 1½ bis höchstens 1 : 1¼, wie sich beim Bau der vielen Wasserkraftanlagen

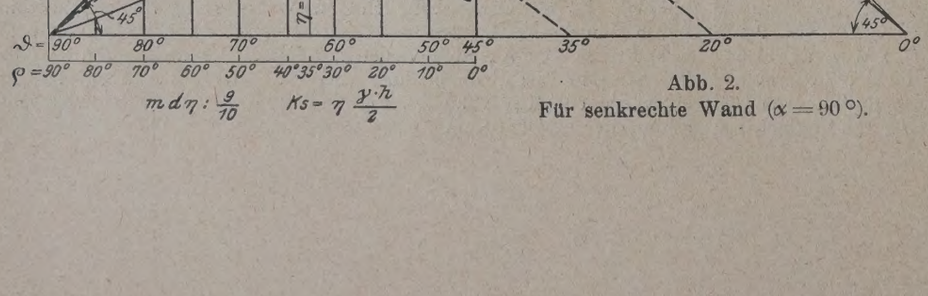


Abb. 2.
Für senkrechte Wand ($\alpha = 90°$).

[1]) Danach müßten sich in Abb. 12 obengenannten Aufsatzes die ϱ- und ϑ-Kurven bei 90 ° in einem Punkte schneiden, da die Wandneigung α zu 90° angenommen wurde.

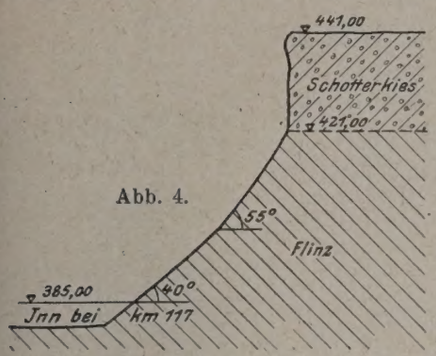


Abb. 4.

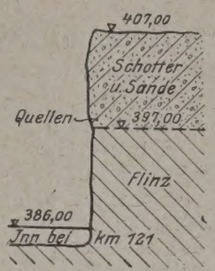


Abb. 5.

(Rauschinger Stufe)

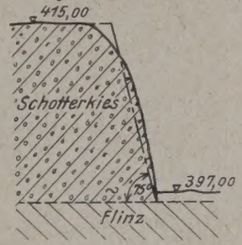


Abb. 6.

oft zeigte. Bei dem mergelreicheren Kies der Abb. 7 darf man etwa mit $\varrho = 40°$ rechnen.

Da nun diese Kiese auch steiler stehen können, somit im Boden bei der festen Lagerung auch noch Kohäsion mitwirken muß, so ist es wohl am wahrscheinlichsten, jene natürlichen Böschungswinkel als erreichten Reibungswert beim Bruch, also als Grundwert für die Ermittlung der Kohäsion zu betrachten. Man könnte schließlich auch andere Reibungswinkel annehmen, etwa den niedrigsten bei starker Durchfeuchtung; aber der richtigere Wert ist wohl nur der, der dem Feuchtigkeitsgrade der betrachteten Wand entspricht. Den genauen Wert kennen wir nicht und wissen auch nicht, in welchem Verhältnis ganz allgemein Reibung und Kohäsion zueinander stehen; denn in den normal bekannten Böschungswinkeln ist doch sicher sehr oft Kohäsion schon mitenthalten. Nur bei Kies erscheint es ziemlich einfach; hier dürfte in dem bekannten Böschungswinkel der Einfluß der Kohäsion nur sehr gering sein. Bei anderen, besonders den fetten Erden, ist die Frage viel schwieriger zu beurteilen, und man ist da noch mehr auf Versuche angewiesen.

Um nun bei Kies zu einem tatsächlich vorhandenen Werte der Kohäsion, d. h. der Schubfestigkeit K_s zu gelangen, ermittle ich diese mir aus bekannten Erdwänden, also aus h, ϱ, α rückwärts; sie wird also mindestens so und so hoch sein, denn die Wand steht ja noch; ja K_s wird auch noch für den betreffenden Fall höher als errechnet, da der Reibungswinkel γ erst beim Bruch gleich ϱ wird. Das spezifische Gewicht setze ich $\gamma = 1800$ kg/m³. Dann ergibt unter Verwertung obiger Gleichungen Fall Abb. 4 mit

$$\varrho = 35°,\ \alpha = 90°,\ \vartheta = 35° + \frac{90° - 35°}{2} = 62° 30'$$

und

$$\eta = \left(1 - \frac{\operatorname{tg} 62° 30'}{\operatorname{tg} 90}\right) \sin 62° 30' \cos 62° 30' \left(1 - \frac{\operatorname{tg} 35°}{\operatorname{tg} 62° 30'}\right) = 0{,}260$$

und

$$K_s = 0{,}260 \frac{\gamma \cdot h}{2} = 0{,}260 \frac{1800 \cdot 20}{2} = 4670 \text{ kg/m}^2 = \underline{0{,}467 \text{ kg/cm}^2}.$$

Abb. 6. Mit $\varrho = 35°$, $\alpha \sim 75°$, $\vartheta = 35° + \frac{75 - 35}{2} = 55°$ wird

$$\eta = 0{,}126 \text{ und } K_s = 0{,}126 \frac{1800 \cdot 18}{2} = 2050 = \underline{0{,}205 \text{ kg/cm}^2}.$$

Abb. 7 $\varrho = 40°$, α im Mittel $\sim 90°$, $\vartheta = 65°$, $h' \sim 23{,}50$

$$\eta = 0{,}244,\ K_s = 0{,}244 \cdot 1800 \frac{23{,}50}{2} = 5180 = 0{,}518 \text{ kg/cm}^2.$$

Eine unter 85° stehende Wand von 20 m Höhe, wovon die oberen 10 m auf Kies entfallen, ergibt mit $\varrho = 35°$ $K_s \sim 0{,}2$ kg/cm².

Eine senkrechte Lehmwand von 11 m Höhe, wie ich sie in einer Ziegelei sah, würde mit $\varrho = 40°$ (und $\alpha = 90°$) auf einen Wert führen von mindestens

$$K_s = 0{,}233 \cdot 1500 \cdot \frac{11{,}0}{2} \sim 2000 = 0{,}2 \text{ kg/cm}^2.$$

Fall Abb. 8. Bei Ord. 445,0 ist ungefähr der natürliche Böschungswinkel erreicht. Zur Erhaltung des Gleichgewichtes des oberen steileren Stückes von 20 m Höhe und der mittleren Neigung $\alpha = 60°$ ist noch eine Schubspannung K_s nötig: $\varrho = 35°$, $\alpha = 60°$, $\vartheta = 47° 30'$ geben nach Gl. 2 $\eta = 0{,}09$ und $K_s = 0{,}09 \cdot 1800 \cdot \frac{20}{2} = 1600 = \underline{0{,}16 \text{ kg/cm}^2}$.

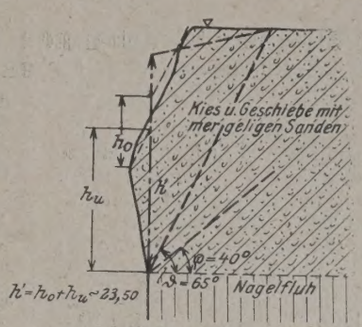


Abb. 7.

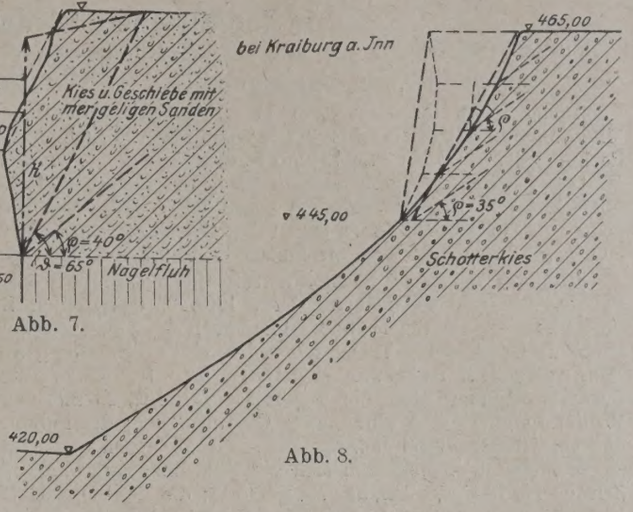


Abb. 8.

Betrachte ich nun in Abb. 8 die Wandfläche als Gleit- oder Bruchfläche für einen vorher abgerutschten steiler geneigten Erdkeil, so müßte das nun erhaltene K_s einen Materialgrenzwert darstellen. Aus Gl. 3 folgt, daß diese gedachte Wandfläche unter $\alpha' = \alpha + (\alpha - \varrho) = 2\alpha - \varrho = 85°$ geneigt gewesen sein muß. Das ergibt $\eta = 0{,}15$, $K_s = 0{,}15 \cdot 1800 \cdot \frac{20}{2} = \underline{0{,}27 \text{ kg/cm}^2}$. (Man kann hier unter Beachtung von Gl. 3 die Konstruktion der gedachten Wand auch stückweise aus der gekrümmten alten Wand herleiten, indem man aus jedem alten Wandstück den Winkel des entsprechenden neuen bestimmt und diese neuen Neigungen durch Parallelverschieben aneinanderreiht. Das Endergebnis ist das gleiche, als wenn man mit verglichenen Wand- und Gleitlinien arbeitet.)

Nach Gl. 4 hat die steilste Lage der Gleitfläche den Winkel

$$\vartheta = \frac{180 + \varrho}{3} = \frac{180 + 35}{3} = 71° 40';$$

dann beträgt die Wandneigung

$$\alpha = 180 - \vartheta = 108° 20',$$

also ein Wandüberhang von rd. 18°. Das gäbe einen theoretischen Größtwert von η

$$\eta_{max} = \left(1 - \frac{\operatorname{tg} 71° 40'}{\operatorname{tg} 108° 20'}\right) \sin 71° 40' \cos 71° 40' \left(1 - \frac{\operatorname{tg} 35°}{\operatorname{tg} 71° 40'}\right) = 0{,}457.$$

Bei 10 m oder gar 20 m hoher Wand ergäbe das

$$K_s = 0{,}457 \cdot 1800 \cdot \frac{10{,}0}{2} = \ldots = 0{,}41 \text{ bezw. } 0{,}82 \text{ kg/cm}^2.$$

Vergleicht man nun alle die in den einzelnen Kieswänden herrschenden K_s-Werte miteinander, so kommt man zu dem Schlusse: Die Schubspannung festgelagerten, wagerecht geschichteten Schotterkieses (Moränen) beträgt mindestens 4000 kg/m² = 0,4 kg/cm². Fettere Erdarten, wie Dammerde, Letten, Klei, dürften aber wahrscheinlich noch höhere Werte, vielleicht das Doppelte aufweisen.

Will man diese Eigenschaft der Erdarten genauer prüfen, so müßte man weitgehend Versuche anstellen, die aber auch nur für solche Bodenarten durchführbar wären, die nicht wie die Kiese ihre wesentlich interessierende Eigenschaft, die Kohäsion, in dem Augenblicke verlieren, in dem man sie aus dem Boden ausgräbt, wobei sie sicher zerbröckeln. Oder man muß in solchen Fällen Belastungs- und andere Versuche unmittelbar an Ort und Stelle vornehmen. Der andere, und zunächst allein mögliche Weg ist der unmittelbarer Naturbeobachtung und Auswertung der so gemachten Aufmessungen nach obenstehender Weise.

Zweck meiner Arbeit ist, die Fachgenossen zu solchen Beobachtungen anzuregen, die sich also erstrecken müßten auf das genaue Querprofil, die verschiedenen Bodenarten, Feuchtigkeitsgrad, spez. Gewicht, etwa eingetretene Gleitflächen, Art des Böschungsfußes u. a. m. Ich wäre für Mitteilungen hierüber sehr dankbar, entweder unter Vermittlung der Schriftleitung an mich oder in Form von Veröffentlichungen, so daß man auf diese Weise das Problem des Erddruckes etwas aufhellen könnte.

Die japanischen Eisenbahnen im Rechnungsjahr 1922/23.

Alle Rechte vorbehalten

Von Geh. Oberbaurat Prof. **F. Baltzer** in Berlin-Wilmersdorf.

I. Die Staatseisenbahnen.

In der „Bautechnik" 1923, Heft 14 vom 30. März, S. 140 konnte bei Mitteilung der Betriebsergebnisse der japanischen Staatsbahnen für die Rechnungsjahre 1919/20 und 1920/21 festgestellt werden, daß sich deren Wirtschaftsbild im letzten Jahre in bezug auf Betriebszahl, Betriebsüberschuß und Kapitalverzinsung gegen das Vorjahr, wenn auch unbedeutend, verschlechtert hatte: Die Betriebszahl war von 65,4 auf 69,1 % gestiegen, die Kapitalverzinsung von 7,7 auf 7,0 % gesunken.

Die von der japanischen Staatseisenbahnverwaltung neuerdings für das übernächste Rechnungsjahr, 1922/23, mitgeteilten Betriebsergebnisse — die für 1921/22 fehlen noch — lassen erkennen, daß nach dieser kleinen Trübung wieder eine geradezu glänzende Wendung zum Besseren eingetreten ist. In der nachstehenden Zusammenstellung sind die Ergebnisse von 1922/23 mit denen von 1920/21 verglichen. Während der Gesamtumfang des Bahnnetzes in den bezeichneten zwei Jahren um 524,7 engl. Meilen, das sind 8,1 %, zugenommen hat, steigerten sich die Roheinnahmen in der gleichen Zeit um rd. 78,9 Mill. Jen, das sind **22,5** %; die Betriebsausgaben aber konnten sogar um rd. 12,4 Mill. Jen = 5,1 % verringert werden. Es ergibt sich demnach die bemerkenswerte Senkung der Betriebszahl von 69,1 auf 53,5 % und die außerordentlich hohe Zunahme des Betriebsüberschusses um mehr als 91 Mill. Jen, das sind **84,1** %, auf 199,8 Mill. Mit einer Betriebszahl von **53,5** % dürften die japanischen Staatsbahnen heute wohl unübertroffen unter den übrigen Kulturländern der Erde dastehen. Dieses beachtenswert günstige Ergebnis konnte erzielt werden, indem die Zahl der Bediensteten nur um 9,4 %, d. h. wenig mehr als der Steigerung des Gesamtumfangs der Bahnen entsprach, vermehrt wurde. Aus alledem darf man wohl auf eine recht geschickte Verwaltung der japanischen Staatsbahnen schließen, wobei allerdings neben ihrer günstigen Verkehrslage auch der Umstand zu berücksichtigen ist, daß sich die allgemeine wirtschaftliche Lage Japans durch den Weltkrieg außerordentlich gehoben hat. Wie weit übrigens der Betriebsüberschuß von 199,8 Mill. Jen durch den Kapital- und Zinsendienst in Anspruch genommen wird und welcher Reinüberschuß demnach tatsächlich verbleibt, ist aus den amtlichen Mitteilungen noch nicht ersichtlich; im Rechnungsjahr 1920/21 hatte der Zinsendienst usw. rd. 48,5 Mill. Jen erfordert.

	Rechnungsjahr		Unterschied	
	1920/21	1922/23	im ganzen	in %
Bahnlänge in engl. Meilen	6 480,99	7 005,7	+ 524,7	+ 8,1
Zahl der Stationen	1 867	2 042	+ 175	+ 9,4
„ d. Bediensteten	163 822	179 159	+ 15 337	+ 9,4
„ der Werkstätten	—	21	—	—
Lokomotiven	3 306	3 671	+ 365	+ 11,0
Personenwagen	8 066	9 298	+ 1 232	+ 15,3
Zahl der Sitzplätze	370 449	460 761	+ 90 312	+ 24,4
Güterwagen	52 119	55 405	+ 3 286	+ 6,4
Ladegew. in Tons (1 Ton = 1016 kg)	596 810	664 711	+ 67 901	+ 11,3
für einen Wagen	11,45	11,997	0,547	+ 4,7
Gefahrene Zugmeilen in:				
Personenzügen	37 072 164	47 251 199	+ 10 179 035	+ 27,4
Güterzügen	30 470 697	34 531 779	+ 4 061 082	+ 13,0
gemischt. Zügen	9 242 731	—	— 9 242 731	—
Im ganzen	76 785 592	81 782 978	+ 4 997 386	+ 6,5
Wagenmeilen der:				
Personenwagen	575 740 931	674 922 915	+ 99 181 984	+ 17,2
Güterwagen	1 352 521 751	1 036 281 569	— 316 240 182	— 23,4
Befördert:				
Personen	405 800 000	512 700 000	+ 106 900 000	+ **26,3**
Gütertonnen	56 623 871	64 070 573	+ 7 446 702	+ 13,2
Tonnenmeilen in Millionen	5 927,2	6 364,9	+ 437 700 000	+ 7,4
Einnahmen aus:	in Millionen Jen:			
Personenbeförderung	180,2	199,8*)	+ 19,6	+ 10,9
Person.-, Gepäck-, Post- und Expreßgutverkehr	203,9	237,4	+ 33,5	+ 16,4
Güterverkehr	132,0	177,8	+ 45,8	+ **34,7**
	in Jen:			
Roheinnahme	350 699 584	429 593 995	+ 78 894 411	+ 22,5
Betriebsausgabe	242 161 686	229 778 431	— 12 383 255	— 5,1
Betriebszahl in %	69,1	53,5	— 15,6	
Betriebsüberschuß	108 537 898	199 815 564	+ 91 277 666	+ **84,1**

*) Ohne Schnellzug-Zuschlagkarten und Schlafwagenkarten.

Im einzelnen ist noch folgendes hervorzuheben: in bezug auf die Ausstattung des Bahnnetzes mit Fahrzeugen fällt die starke Steigerung in der Zahl der Personenwagen um 1232 = 15,3 % auf, die der bekanntlich überwiegenden Bedeutung des Personenverkehrs auf den japanischen Eisenbahnen entspricht. Wesentlich größer ist sogar die Vermehrung der Sitzplätze, nämlich um 90 312, das sind **24,4** %. Die Zahl der Güterwagen hat in der gleichen Zeit um 3286, das sind 6,3 % zugenommen, das Ladegewicht im ganzen um 67 901 Tons, das sind 11,4 %, und das Ladegewicht für den Wagendurchschnitt bewegt sich weiter auf ziemlich stetig ansteigender Bahn: von 11,45 auf rd. 12 Tons für den Güterwagen.

Der Lokomotivpark setzt sich zusammen aus 1188 Tenderlokomotiven, 2454 mit Schlepptender- und 29 elektrischen Lokomotiven. Von den Personenwagen sind noch 3948 zweiachsig, 5360 mit Drehgestell versehen; dreiachsige Personenwagen kennt man in Japan nicht. Von den Güterwagen sind 29 295 bedeckt, 26 110 offen.

Die Leistungen des Betriebes, d. h. die gefahrenen Zugmeilen im ganzen haben sich um nahezu 5 Mill., das sind 6,5 % gesteigert, während die Zahl der Reisenden und der beförderten Gütertonnen sich erheblich mehr gesteigert hat. Die Züge werden also besser ausgenutzt. Die Zugmeilen in Personen- und Güterzügen lassen sich mit denen des Jahres 1920/21 nicht ohne weiteres vergleichen, weil bei diesem noch Angaben für gemischte Züge gemacht wurden, die für 1922/23 völlig fehlen. Jedenfalls sind die Leistungen im Personenzugdienst, der Zunahme des Personenverkehrs entsprechend, stark gesteigert, um 27,4 %, während die Zunahme bei den Güterzügen nur 13 % beträgt. Die Zahl der Wagenmeilen der Personenwagen hat um 17,2 % zugenommen, die der Güterwagen aber um 23,4 % abgenommen; da sich aber die Zahl der beförderten Personen um 106,9 Mill. = 26,3 %, die der Gütertonnen um 7,4 Mill. = 13,2 % gesteigert hat, so erkennt man, daß sowohl die Personen- als auch die Güterzüge eine wesentlich bessere Ausnutzung als früher erfahren haben müssen.

Die schon erwähnte Steigerung des Personenverkehrs um 106,9 Mill. = 26,3 % auf 512,7 Mill. Reisende fällt besonders ins Auge. Da der Ertrag der Personenbeförderung sich aber nur um 19,6 Mill. Jen = 10,9 % auf 199,8 Mill. Jen gehoben hat, so müssen wirksame Personentarifermäßigungen eingetreten sein (neben einer starken Verkürzung der durchschnittlichen Fahrtlänge). Umgekehrt zeigt der Güterverkehr, bei einer Zunahme der Tonnenmeilen um 437,7 Mill. = 7,4 % und der beförderten Gütertonnen um 7,4 Mill. = 13,2 %, im Erträgnis die bedeutende Zunahme um 45,8 Mill. Jen = 34,7 %. Daraus ergibt sich, daß neben besserer Zug- und Wagenauslastung im Güterverkehr namhafte Tariferhöhungen vorgenommen worden sein müssen. Die Länge der Durchschnittsfahrt für den Reisenden hat sich von 20,7 auf 19,9 engl. Meilen, für die Gütertonne sogar von 104,7 auf 99,3 engl. Meilen verringert. Der Personenverkehr überwiegt im Erträgnis über den Güterverkehr immer noch um 59,6 Mill. gegen 71,9 Mill. Jen im Rechnungsjahr 1920/21. Die Gesamtsumme der Betriebausgaben von 229 778 431 Jen setzt sich zusammen wie folgt:

Insgemein	7 963 222	Jen
Bahnunterhaltung	48 126 374	„
Betrieb	66 455 131	„
Unterhaltung der Fahrzeuge	24 104 538	„
Verkehr	70 162 265	„
Dampferdienst	7 019 279	„
Verschiedenes	5 947 622	„
Im ganzen:	229 778 431	Jen

Das glänzende Wirtschaftsbild der Staatsbahnen wird leider im nächsten Jahre infolge des großen Erdbebens vom 1. September 1923 eine starke Trübung zeigen.

II. Die privaten Neben- (Local Railways) und Kleinbahnen (Tramways).

Die bei der großen Eisenbahnverstaatlichung von 1906 von dem Ankauf ausgeschlossenen, übrigbleibenden Privatbahnen, etwa 450 engl. Meilen = rd. 725 km, haben seitdem überwiegend den Charakter von Neben- und Kleinbahnen erhalten und sind später nach dem japanischen Kleinbahngesetz vom April 1910 zum Teil auch förmlich in Kleinbahnen umgewandelt worden. Am 31. März 1920 bestanden an privaten Nebenbahnen 140 Unternehmungen mit 2005,8 Meilen = 3227 km Gesamtlänge und einem Anlagekapital von etwa 217 Mill. Jen. Auf die einzelne Verwaltung kommt also nur ein Durchschnitt von 23 km

A. Private Nebenbahnen. a) Im Betriebe.

Rechnungsjahr 1922/23. Betriebsart	Zahl der Unternehmungen	Betriebslänge in Meilen	Kapital in Jen	Baukosten in Jen
Dampf	134	1923,6	261 410 453	157 616 544
Elektrisch	27	236,4	101 492 500	48 755 222
Dampf- u. elektrischer Betrieb vereinigt	8	184,6	57 850 000	24 364 789
Gas	—	—	—	—
Pferde	—	—	—	—
Rikischa	1	2,8	—	55 000
Im ganzen	170	2347,4	420 752 953	230 791 555
1919/20	140	2005,8	—	217 000 000
Unterschied	+ 30	+ 341,6 = 17 %	—	—
b) Im Bau.				
Dampf	112	1758,79	114 410 174	175 817 597
Elektrisch	89	1100,54	293 230 000	369 908 055
Dampf- u. elektrischer Betrieb vereinigt	5	49,02	—	7 416 635
Gas	3	17,26	3 220 000	905 000
Pferde	—	—	—	—
Rikischa	—	—	—	—
Im ganzen	209	2925,61	410 860 174	554 047 287

B. Kleinbahnen.

Rechnungsjahr 1922/23. Betriebsart	Im Betriebe: Unternehmungen	Im Betriebe: Betriebslänge in engl. Meilen	Im Betriebe: Kapital in Jen	Im Bau: Unternehmungen	Im Bau: Länge in engl. Meilen	Im Bau: Kapital in Jen
Dampf	25	258,84	10 227 360	15	99,38	1 602 500
Elektrisch	**72**	**881,81**	**1 056 776 397**	**74**	**558,88**	**85 344 000**
Gas	7	48,70	1 952 500	8	92,55	1 970 000
Pferde	29	156,09	26 028 000	26	140,95	2 765 000
Rikischa	12	52,54	1 380 398	9	73,65	1 805 000
Im ganzen	145	1397,98	1 096 364 655	132	965,40	93 486 500
1919/20	141	1288,3	469 400 000	—	—	—
Unterschied	+ 4	+ 109,68 = + 9,5 %	—	—	—	—

Betriebslänge. Hier besteht demnach eine weitgehende Zersplitterung in lauter kleine Unternehmungen. Die kilometrischen Anlagekosten belaufen sich im Durchschnitt auf etwa 141 000 G.-M.

Vorstehende Zusammenstellung A zeigt den Bestand an Nebenbahnen für das Rechnungsjahr 1922/23 und ihre Verteilung auf die verschiedenen Betriebsarten, Anlagekapital und Baukosten für die Betriebsstrecken und Neubaulinien. Gegen das Jahr 1919/20 ergibt sich eine Zunahme um 30 Unternehmungen und um 341,6 engl. Meilen Betriebslänge = 17 %. Zusammenstellung B gibt ebenso für die Kleinbahnen den Bestand der Betriebsstrecken und Neubaulinien mit ihrer Betriebsart und den Kapitalbeträgen. Die Zunahme der im Betriebe befindlichen Linien gegen 1919/20 beträgt nur vier Unternehmungen mit 109,68 engl. Meilen = 9,5 %.

Bei den Kleinbahnen fällt das starke Überwiegen des elektrischen Betriebes auf, während bei den Nebenbahnen der Dampfbetrieb noch bei weitem im Vordergrunde steht und nur bei den Neubaulinien elektrischer Betrieb neben dem Dampfbetriebe an Bedeutung zu gewinnen scheint. Bei den Kleinbahnen werden noch 12 Linien mit 52,5 Meilen Betriebslänge als Rikischahbahnen mit Kulis betrieben, 9 solcher Linien mit 73,65 Meilen Gesamtlänge sind noch im Bau, und ferner sollen 26 Linien mit 140,95 Meilen Betriebslänge heute mit Pferdebetrieb hergestellt werden, was in dem sonst so fortgeschrittenen Japan einigermaßen überraschen muß. Die erwähnte große Zersplitterung der Unternehmungen besteht bei den Nebenbahnen wie bei den Kleinbahnen; bei ersteren beträgt für 1922/23 die Durchschnittslänge $\frac{2347,4}{140}$ engl. Meilen = 22,2 km; bei letzteren $\frac{1397,98}{145}$ engl. Meilen = 15,4 km.

Vermischtes.

28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. (Schluß aus Heft 10.) Herr Dr.-Ing. Arndt der Philipp Holzmann A.-G., Halle a. d. S., berichtete über den „Talsperrenbau Muldenberg unter besonderer Berücksichtigung des Mörtelwerkes und der Transportfragen", nachdem der bauliche Teil dieses trotz der vergleichsweise niedrigen Höhe von 24,75 m einmal wegen seiner Länge, dann aber wegen der mannigfachen Schwierigkeiten der Ausführung bemerkenswerten Bauwerks bereits den Gegenstand eines Vortrages in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen gebildet hatte.[1]) Verbaut sind im ganzen 66 500 m³ Bruchsteinmauerwerk und 7000 m³ Beton, und der Vortragende wies darauf hin, daß die Ausführung durchweg in Beton vermutlich eine Reihe betrieblicher und wirtschaftlicher Vorteile gewährt hätte, da der Steinbruch — wie meist das Schmerzenskind des Baustellenbetriebes — jedenfalls leichter für die Gewinnung der erforderlichen Schottermengen als des Bruchsteinmaterials zu betreiben gewesen wäre. Nach einer Vorführung des Gerüstbaues durch Turmdrehkrane von einem kurzen Anfangsstück aus behandelte er an Hand von Darstellungen des Gesamtlageplanes und der Einzelbauwerke Schotterlager, Traß- und Zementsilos, Kalk- und Sandlager, Mischanlage und Kohlenschuppen die Mörtel- und Betonbereitung. Die letztere entsprach einer täglichen Höchstleistung von 450 m³ verbauten Mauerwerks, die einzelnen Materialien kommen nach amerikanischem Vorbilde schon in den Kippern zusammen, bei der Anlage war man nach Möglichkeit auf die Ausnutzung der Schwerkraft und, wo diese nicht möglich war, jedenfalls auf kürzeste Verkehrsstrecken bedacht. Als besonders geschickt und wirtschaftlich darf die Anlage und der Entnahmebetrieb des Sandlagers bezeichnet werden, bei dem die Kippwagen gleichsam in einen ausgesparten Tunnel hineingeführt und durch Rutschen beladen wurden. Das Kalklager befand sich in unmittelbarer Nähe der Mischanlage am Ende eines Zweiggleises. Traß- und Zementsilo waren in Holz ausgeführt, eine anfänglich beabsichtigte innere Verkleidung mit Blech war wegen der hohen Kosten untunlich, die eingelagerten Baustoffe haben jedoch auch so in keiner Weise gelitten; zu beachten ist freilich, daß infolge ihrer starken hygroskopischen Eigenschaften das Holz stark austrocknet und demzufolge schwindet. Sack- und Staubverlust wurden dadurch ausgeschlossen, daß besondere Förderwagen vom Silo in die Eisenbahnwagen hineinfuhren, die Entladung der letzteren also so unmittelbar wie möglich stattfand. Besonders dankenswert erschien es, daß der Vortragende an Hand graphischer Kostenvergleiche feststellte, wo etwa die Grenze der „Überinstallation" beginnt, wo z. B. das angewendete Silageverfahren teurer zu stehen kommt als die einfache Lagerung in Schuppen oder Vorratshaufen.

Handelte es sich bei diesem Vortrage um die freilich mustergültige Einrichtung einer immerhin nur mittleren Staumauerbaustelle, so konnte Herr Dr.-Ing. Enzweiler bei dem ersten Vortrage des dritten Sitzungstages „Der Bau der Schwarzenbachtalsperre" über eine der bedeutendsten Ausführungen auf diesem Gebiet berichten, bei der im ganzen 290 000 m³ Mauermassen hergestellt und eine durchschnittliche Tagesleistung von 900 m³, Spitzenleistungen bis zu 1200 m³ erzielt wurden. Die Mauer ist 65 m hoch und 500 m lang; sie ist als Schwergewichtmauer mit Dreieckquerschnitt in Gußbeton mit Blocksteineinlagen und Granitverblendung an der Wasserseite ausgeführt. Gegenüber den auch jetzt noch hier und da laut werdenden Bedenken gegen den Gußbeton stellte der Vortragende fest, daß der Gußbeton in den aus dem Bauwerk ausgestemmten Proben eine größere Festigkeit aufwies als in den Probewürfeln, daß ohne ihn die erzielten Arbeitsleistungen auch nicht entfernt möglich gewesen wären und daß man dank seiner Verwendung für die gesamte Baustelle mit 35 % der Gesamtzahl an gelernten Arbeitern auskam, die meist im Steinbruch, für die Bedienung der Maschinen und dergl. Sonderarbeiten erforderlich waren.

Zum Vergleich sei hier bemerkt, daß die in Bruchsteinmauerwerk ausgeführte Talsperre zu Mauer 66 % gelernte Arbeiter erforderte. Die Verwendung der Blocksteineinlagen verfolgte einmal den Zweck einer Verzahnung der einzelnen Arbeitsschichten, sie erhöhte ferner — was bei einer Schwergewichtmauer nicht ohne Bedeutung ist — das spezifische Gewicht des Mauerwerks und brachte endlich den wirtschaftlichen Vorteil einer Ersparnis teurer Bindemittel. Da — wie bereits angedeutet — die Verwendung der Steinblöcke die Wahl der Fördermittel beeinflußt und ihre Verlegung neben dem Gießverfahren zwei verschiedene Arbeitsvorgänge bedeutet, so sind die Möglichkeiten dazu nicht unbeschränkt. Es wurden bei der Schwarzenbachsperre etwa 17,5 % Steineinlagen eingebracht gegenüber 10 % bei der Barberine-Staumauer[2]); bei der Wäggitalsperre hat man sich bekanntlich entschlossen, von Steineinlagen abzusehen.

Dehnungsfugen wurden im unteren Mauerteil alle 60 m, im oberen alle 30 m in Verzahnung vorgesehen und mit Kupferstreifen überdeckt. Auf besonders gute Dichtung wurde besonderer Wert gelegt; sie wurde durch mehrfache Lagen von Asphaltanstrichen und Torkretputz in

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 1, S. 10 u. 11.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1923, Heft 13, S. 134.

— wie der Vortragende hervorhob — recht umständlicher Arbeit hergestellt. Die Ausführung der Mauer geschah im Etagenbau, der das gleichzeitige Ansetzen einer größeren Arbeiterzahl und dadurch einen schnelleren Arbeitsfortgang erlaubte. Der Gußbeton wurde in einzelnen, möglichst großen Mauerblöcken eingebracht.

Erforderlich waren außer der Gewinnung einer entsprechenden Menge von Bruchsteinen die Zerkleinerung von rd. 180 000 m³ Schotter und Sand, das Heranfahren von 70 000 t Zement, von 28 000 t Traß, von 16 000 t Kalk, die Verarbeitung von 12 000 m³ Holz, die Anlieferung erheblicher Sprengstoffmengen, der Aushub von 85 000 m³ Fels, die Beseitigung von rd. 70 000 m³ Abraum, schließlich die Anlieferung von Baumaschinen, Baracken, Rollbahnmaterial, Geräten im Gesamtgewicht von 6000 t.[3]) Die Baustelle selbst liegt 650 m über dem Meeresspiegel im Schwarzenbachtal und etwa 350 m höher als die etwa 4 km entfernte Station Rauhmünzach, die als Ausgangsbahnhof für die Anfuhr sämtlicher Geräte und Baustoffe ausgebaut wurde. Zur Überwindung des genannten Höhenunterschiedes wurde auf dem Waldhang ein Schrägaufzug vom Bahnhof aus angelegt, der am oberen Ende seine Fortsetzung in einer nahezu wagerecht angelegten elektrischen Förderbahn fand, die bis an die Beschickungseinrichtungen der Sperre heranreichte. Die Vorteile des Schrägaufzuges bestanden einmal in den geringeren Anlagekosten, sodann in der Möglichkeit einer schnelleren Fertigstellung. Er war ferner besser in der Lage, auch sperrige Güter und solche größeren Gewichtes zu befördern, also z. B. die erwähnten Blocksteine. Eingleisig mit einer Ausweiche in der Mitte angeordnet, hat er eine Spurweite von 1,20 m, die vollen Wagen werden von der einen Seite hinauf-, die leeren auf der anderen Seite herabbefördert; die durchschnittliche Neigung beträgt 1 : 2,5. Der Schrägaufzug überwindet einen Höhenunterschied von 270 m und hat eine Länge von 800 m, die Geschwindigkeit beträgt 1,5 m/Sek., die Zugkraft 40 t am Haken. Er dient im wesentlichen zur Beförderung der Bindemittel, der Verbrauch- und Betriebstoffe, der Ersatzteile für Baumaschinen sowie der Heranführung der Lebensmittel und hat sich im Betrieb als außerordentlich praktisch bewährt; die Zahl der Störungen ist sehr gering gewesen.

Die elektrische Waldbahn als Verbindung des oberen Endpunktes des Schrägaufzuges mit der Sperre ist eingleisig mit 900 mm Spur verlegt und 1,4 km lang. Von Vorteil war die noch vor Beginn des Baues bewirkte Einrichtung des Steinbruches, der an demselben Hang gelegen ist und der fast alle Zuschlagstoffe für die erforderlichen Betonmengen geliefert hat.

Im übrigen wurde — ebenso wie bei dem Bau der Muldenbergtalsperre — auch hier der Steinbruch als Schmerzenskind insofern bezeichnet, als er sehr erhebliche Sprengarbeiten und Sprengmassen erforderte. Als Sprengmittel diente flüssige Luft: ein Verfahren, das sich dank seiner jetzigen Vervollkommnung in wirtschaftlicher und in sicherheitstechnischer Weise durchaus bewährt hat.

Zur Herstellung des Betons diente eine in Holz erbaute mehrstöckige Brech- und Mahlanlage, in der die aus dem Granitbruch kommenden Steine unter Zusatz der erforderlichen Bindemittel zu Gußbeton verarbeitet wurden, und zwar standen fünf selbständige Anlagen nebeinander, deren jede in der Hauptsache aus dem Steinbrecher, der Walzenmühle, dem Becherwerk, der Siebtrommel und der Betonmischmaschine bestand und durch Elektromotoren betrieben wurde. Eine Reihe von Reservesilos für Schotter, Sand, Zement, Traß und Kalk befanden sich in unmittelbarer Nähe der Mischmaschine, so daß deren Betrieb auch bei etwaiger Zufuhrunterbrechung aufrecht erhalten werden konnte. Die Bewegung sämtlicher Massen geschah nach Möglichkeit überall entweder im freien Fall oder selbsttätig durch Becherwerke, Sackaufzüge, Förderbänder und Förderschnecken. Die Mischmaschinen gaben den fertigen Gußbeton durch Rinnen in besondere auf Plattenwagen stehende Kübel ab, die mittels Seilzuges an den Kabelkran herangeführt, von diesem gefaßt, an die Verwendungsstelle gebracht und hier mit einem Hebelgriff entleert wurden.

Für die Einbringung des Gußbetons und zur Beförderung der Blocksteine überspannten vier Kabelkrane das Schwarzenbachtal im Zuge der Sperrmauer. Das von der Siemens-Bauunion hier angewendete Kabelkranverfahren[4]) hat sich durchaus bewährt und den Nachweis erbracht, daß das Wesen des Gußbetons durchaus unabhängig ist von den Gießtürmen amerikanischen Musters und dem oft weitverzweigten System von Gießrinnen. Herr Dr. Enzweiler konnte vielmehr darauf hinweisen, daß es gegenüber den letzteren eine Reihe betrieblicher Vorzüge hat und daß ihm beim Besuch einer anderen bekannten Talsperrenbaustelle, bei der beide Betonförderarten nebeneinander in Gebrauch sind, mitgeteilt wurde, daß die Kabelkrananlage dort oft genug die Aufgabe habe, bei den mehrfachen Störungen im Betriebe der Gießrinnen auszuhelfen.

[3]) Vergl. auch Z. d. V. d. I. 1924, Heft 27 u. 28.

[4]) Vergl. „Die Bautechnik" 1923, Heft 49/50, S. 477.

Eine besondere Unterstützung fanden die Ausführungen, für die Herr Dr. Hüser dem Vortragenden als einen Beweis des Siegeszuges der Gußbetonbauweise danken konnte, durch die prächtigen und anschaulichen Natur- und Trickfilm-Aufnahmen, die mehrfach den lauten Beifall der Versammlung auslösten. Gerade zur Veranschaulichung der weitverzweigten Fördereinrichtungen trugen sie viel bei, ebenso wie die Filmdarstellung des Sprengens mit flüssiger Luft als Beleg für die Vorteile dieses betriebssicheren und trotzdem genügend brisanten neuen Sprengmittels gelten durfte.

Der erste Teil des Vortrags von Herrn Geheimrat Professor Dr.-Ing. ehr. Max Möller-Braunschweig „Mitteilungen über einen infolge unrichtiger Ausschalung einer Betonbogenbrücke veranlaßten Unfall" betraf den Einsturz der als Dreigelenkbogen ausgeführten Flensburger Brücke. Wie der Vortragende selbst zu Anfang seiner Ausführungen bemerkte, ist in der „Bautechnik" 1924, Heft 46, S. 524, über den Unfall ausführlich berichtet worden,[5]) so daß sich eine nochmalige Wiedergabe an dieser Stelle erübrigt.

Weiterhin berichtete Geheimrat Möller über den Unfall beim Bau der zweigleisigen Eisenbahnbrücke über den Kymin bei Kovia in Finnland am 19. Oktober 1923, wo infolge plötzlich eintretenden Hochwassers die bei einer Tiefe von rd. 9 m ohnehin schwierige Unterstützung des Lehrgerüstes fortgerissen wurde, dieses nachgab und ein Widerlager aus seiner Schale rutschte. An Hand von Lichtbildern schilderte der Vortragende die Vorkehrungen zur Behebung des Schadens, der dadurch, daß sich der Bogen mit seinem Kämpfer glücklicherweise gegen den unteren Teil des Schrägwiderlagers verfing, in mäßigen Grenzen blieb: Die Schrägfläche des Widerlagers wurde durch Rundeisenbewehrung und Torkretbeton verbreitert; von einer Hebung des Bogens konnte daraufhin und wegen der Schwierigkeiten, die die Aufstellung eines neuen dazu wieder erforderlichen Lehrgerüstes verursacht hätte, abgesehen werden. Die von den Professoren Mörsch-Stuttgart und Kreüger-Stockholm geleiteten Wiederherstellungsarbeiten haben vollen Erfolg gehabt; die vor kurzem mit sechs Lokomotiven vorgenommene Probebelastung ist gut verlaufen.

An der sich an den Vortrag anschließenden Aussprache, bei der die Meinungen z. T. recht lebhaft aufeinandertrafen, beteiligten sich die Herren Prof. Moersch, Prof. Colberg, Prof. Gehler, Dr.-Ing. Langelott, Prof. Spangenberg und Dr.-Ing. Hüser. Sie drehte sich im wesentlichen um die Frage der Ursache des Flensburger Unfalls, die einerseits in der falschen Art der Ausschalung, anderseits in fehlerhaftem Entwurf und in mangelhafter Ausführung gesucht wurde.

Herr Prof. Loeser berichtete über „Die wesentlichsten Änderungen der vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton bearbeiteten neuen deutschen Eisenbetonbestimmungen", die er als einen Kompromiß zwischen den Wünschen des Baupolizeibeamten, des Wissenschaftlers und des ausführenden Praktikers bezeichnete und als deren Grundgedanken er das Bestreben einer Prämiierung eines einwandfreien Entwurfes und der gewissen Ausführung bezeichnete. Er schloß seine Besprechung mit der Erwartung, daß die bisher so bevorzugten durchlaufenden Konstruktionen wohl zugunsten der Rahmen zurücktreten dürften und in der Hoffnung, daß die sehnlichst erwarteten neuen Vorschriften über trägerlose Decken nicht etwa eine „Pilzdeckenepidemie" heraufbeschwören möchten.[6])

Im Anschluß berichtete Herr Prof. Rüth als Ergänzung zu dem bereits im vorigen Jahre in „Beton u. Eisen"[7]) veröffentlichten Versuche mit dem hochwertigen Portlandzement der Zementfabrik Dyckerhoff & Söhne über weitere Versuche an Hand eingehenden Zahlenmaterials und graphischer Darstellungen.

Den Gegenstand des letzten Vortrages bildete „Der Betonstraßenbau im In- und Ausland", über den als erster Herr Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel auf Grund seiner Reiseeindrücke in den Vereinigten Staaten von Nordamerika sprach, wo bekanntlich der riesenhafte Autoverkehr schon seit langem Straßendecken von besonderer Festigkeit verlangt. Deshalb ist in Amerika der Bau von Betonstraßen schon heute überaus weit vorgeschritten und namentlich auch dadurch stark gefördert werden, daß für die Herstellung von Versuchsstrecken und deren gründliche Erprobung reiche Mittel in einem Umfange zur Verfügung standen, wie das für Deutschland in absehbarer Zeit nicht in Frage kommen kann.

An Hand einer Zusammenstellung drüben üblicher Straßenquerschnitte, bei denen besonders die Randverstärkungen hervorzuheben

[5]) Vergl. ferner „Die Bautechnik" 1924, Heft 49, S. 560.

[6]) Vergl. zu diesem Gegenstande auch „Beton u. Eisen" 1925, Heft 4: Ellerbeck, Die Neubearbeitung der Eisenbetonbestimmungen; Friedrich, Die neuen Eisenbetonbestimmungen und die Verhütung von Bauunfällen; David, Über die Auswirkung von Bestimmungen auf Bauweisen im allgemeinen und über einige Erfahrungen im Verbundbau vom baupolizeilichen Standpunkte.

[7]) 1924, Heft 6, 8 u. 16.

sind, betonte der Vortragende die große Sorgfalt, die die Amerikaner der Herstellung und der Nachbehandlung des Betons angedeihen lassen und die durch eine Reihe von bemerkenswerten Lichtbildern belegt wurde. Es haben sich in den Vereinigten Staaten eine Reihe besonderer Maßnahmen und Herstellungsverfahren herausgebildet, um der gewaltigen Verkehrsbeanspruchung ohne Rücksicht auf die Erhöhung der Herstellungskosten einen in jeder Hinsicht einwandfreien und widerstandsfähigen Beton gegenüberzustellen; Maßnahmen, deren Großzügigkeit uns Deutschen unbekannt ist.

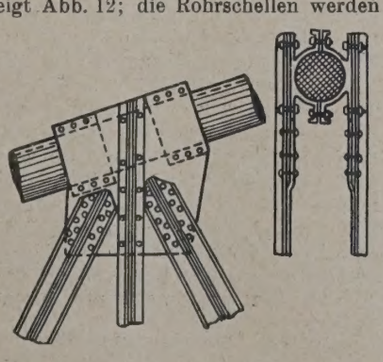
Weckten die packenden Darstellungen des Vorredners Bewunderung und Neid über den hohen Stand des amerikanischen Betonstraßenbaues, so waren die sich daranschließenden Mitteilungen des Herrn Dr.-Ing. Petry — soweit sie sich auf Deutschland bezogen — im Anfang hauptsächlich eine Zusammenstellung der Krankheiten und Fehlschläge des Betonstraßenbaues. Allerdings nur bis zur Ausführung der Probestrecke auf der Automobilstraße im Grunewald, die sich seit nunmehr vier Jahren einwandfrei bewährt und die bewiesen hat, daß auch in Deutschland mit seinen zurzeit so begrenzten Möglichkeiten die Vorbedingungen für den sachgemäßen Bau von Betonstraßen vorhanden sind. Ausgehend von der einschlägigen Literatur und den Ergebnissen des Straßenbaukongresses zu Sevilla besprach Herr Dr.-Ing. Petry dann andere europäische Ausführungen, vorzugsweise in England; er berührte jedoch mehrfach auch amerikanische Beispiele und hatte dann wiederholt Gelegenheit, auf die Ausführungen seines Vorredners Bezug zu nehmen.

Wenn er, wie vorher schon Herr Dr.-Ing. Hüser am Schlusse des Vortrages Kleinlogel, betonte, daß gerade der Betonstraßenbau große Ansprüche an die Herstellerfirmen stellt, so war dieser Eindruck nach seinen und den voraufgegangenen Ausführungen wohl bei allen Anwesenden allgemein. Ki.

Entwurf der Ingenieurfirma Robinson & Steinman, New York, für die Sydney-Brücke. In der „Bautechnik“ 1925, Heft 3, S. 25 bis 27, beschreibt Herr Prof. Dr.-Ing. Schachenmeier, München, diesen Entwurf und hebt dessen Überlegenheit im allgemeinen und gegen den zur Ausführung bestimmten Entwurf hervor. Als besondere Neuheit an dem vorgeschlagenen System wird die Vereinigung des Obergurtes des Versteifungsträgers auf eine große Länge mit dem Kabel dargetan.

Ich möchte hier zunächst mitteilen — was den älteren deutschen Brückenbauingenieuren wohl noch in Erinnerung sein wird —, daß eine gleiche Bauweise bereits vor drei Jahrzehnten vorgeschlagen worden ist, und zwar beim Wettbewerb für eine feste Rheinbrücke bei Bonn, Einreichungsfrist der Entwürfe 31. Dezember 1894. Der von dem verstorbenen Direktor Kübler der Maschinenfabrik Eßlingen in Gemeinschaft mit den Architekten Eisenlohr und Weigele in Stuttgart, Scheidt in Köln und mit der bekannten Kabelfabrik Felten & Guilleaume in Mülheim a. Rhein eingereichte und mit dem zweiten Preise ausgezeichnete Entwurf sah eine Kabelbrücke vor, bei der auf der ganzen Länge der Versteifungsträger im Obergurt mit dem Kabel identisch war. Th. Landsberg, der im Zentralbl. der Bauverw. 1895, S. 57 bis 59, ausführlich über den Entwurf berichtet, schreibt dort darüber wie folgt:

„Der Entwurf stammt von den Gewinnern des ersten Preises im Budapester Wettbewerb und erinnert in vielen Beziehungen an diesen. Die Versteifung des Kabelgurtes ist aber hier nicht, wie dort, durch einen besonderen Versteifungsträger, sondern durch ein zwischen Kabel und unterer Gurtung angeordnetes Netz von Schrägstäben erzielt. Die Kabel sollen aus gleichlaufenden (parallelen) Drähten nach Röblings Verfahren gefertigt werden. Die Länge der einzelnen Drähte wird nach einem auf der Baustelle ausgespannten Leitdraht mittels Durchhanges genau geregelt, wodurch man von Wärmeänderungen während der Herstellung unabhängig wird. Die Behandlung der Drähte, ihre Verankerung, Umwicklung usw. ist ganz ähnlich derjenigen, welche für die Budapester Brücke in Aussicht genommen war. Die Bildung der Knotenpunkte vermittels der Rohrschellen, an welchen die Knotenbleche für die Pfosten und Schrägstäbe befestigt sind, zeigt Abb. 12; die Rohrschellen werden fest angepreßt, so daß starke Reibung entsteht.“



Als Beispiel eines oberen Gurtknotens füge ich aus der genannten Veröffentlichung die Abb. 12 hier bei; die Anordnung ist sichtlich die gleiche wie bei dem Sydney-Entwurf der Herren Robinson und Steinman. Aber gerade in dieser wichtigen Einzelheit der Knotenbildung erblicke ich eine bedenkliche Schwäche der ganzen Konstruktion. Die beiden völlig wesensfremden Elemente — Kabel und genieteter Knoten — sollen durch Reibung verbunden werden und allein durch diese Reibung u. U. bedeutende Kräfte von einem Teil zum andern übertragen. So innig sind die Tausende von Paralleldrähten nicht zusammen- und aufeinanderliegend — wohlbemerkt, das Robinson-Steinmansche Kabel hat 61 Stränge zu je 308 Drähten, zusammen also 18 788 (!) Drähte, und ist insgesamt 76 cm stark —, daß nicht noch kleine Spielräume vorhanden wären, die durch Druck sich noch zusammenpressen ließen. Wie soll ein solcher Druck reichlich genug und wie von allen Seiten, zentrisch, hergestellt werden? Was geschieht, wenn durch Erschütterungen oder Wärmewirkungen die Drähte sich etwas verschieben? Die Anlage der Rohrschellen ist dann sofort gelockert. Und wie will man schließlich die Ein- und Ausgangsstellen des Kabels aus der Schelle dauernd gegen Witterungseinflüsse, Regen und dergl., und damit das Entstehen von Rost an diesen Stellen schützen? Die infolge der Wirkung als Versteifungsgurt zum Austrag kommende wechselnde Beanspruchung des Kabels in den verschiedenen Feldern soll nur nebenbei angedeutet werden.

Ich möchte dringend davon abraten, ernsthaft einer solchen Kabelbrücke das Wort zu reden. Solange das wichtigste Konstruktionsglied, der Kabelknoten, nicht einwandfrei gelöst ist — und mit Reibung allein ist er nicht zu lösen —, würde ich von der Verwendung eines solchen Systems absehen. Es ist möglich, daß andere Wege zum Ziele führen. Man hat schon vorgeschlagen, die Kabel an den Knoten auseinanderzuspalten, die Knoten der Eisenkonstruktion als Keil ins Innere des Kabels zu verlegen und vor und hinter dem Keil kräftige Bunde um das Kabel zu legen. Aber auch dieser Vorschlag ist noch wenig verlockend und im einzelnen noch nicht reif. Die Lösung, die allen strengen Anforderungen in statischer und konstruktiv praktischer Hinsicht genügt, fehlt bis heute noch; sie wäre vielleicht, wie so manche noch kitzlige Einzelheit im Eisenbrückenbau, der Ausschreibung einer Preisaufgabe wert.

Sterkrade, 22. Januar 1925. Dr. Bohny.

Auf die vorstehenden Ausführungen eines hervorragenden Fachmannes würde wohl am besten Herr Dr. Steinman selbst erwidern, und ich hoffe, daß er dies nachträglich auch noch tun wird; denn ich bin sicher, daß sich die Herren Robinson und Steinman die durch Herrn Dr. Bohny aufgeworfenen Fragen ebenfalls und sehr eingehend überlegt haben. Mir selbst mögen nur die folgenden Bemerkungen gestattet sein:

Zu der Frage nach dem Zusammenpressen des Kabelquerschnitts verweise ich auf Eng. News-Rec., Vol. 93, Nr. 15, vom 9. Okt. 1924, S. 598, wo eine für diesen Zweck besonders konstruierte Maschine abgebildet und in ihrer Wirkung beschrieben ist. Die Maschine ist bestimmt für das Zusammenpressen der Kabel der neuen Delaware-Brücke in Philadelphia. Diese Kabel haben denselben Durchmesser und dieselbe Anzahl von Drähten wie diejenigen im Entwurf für Sydney. Die an der genannten Stelle mitgeteilten Angaben über den Druck, mit dem die Maschine arbeitet, erscheinen mir unklar und werden deshalb hier nicht wiederholt. Aber soviel geht mit Sicherheit daraus hervor, daß man ein Paralleldrahtkabel von den genannten Abmessungen in jedem gewünschten Grade zusammenpressen, auf nahezu kreisrunde Querschnittsform bringen und so tadellos umwickeln kann, daß mir die Bedenken des Herrn Dr. Bohny nicht mehr stichhaltig zu sein scheinen.

Die Wirkung von Wärmeänderungen fürchte ich im vorliegenden Fall überhaupt nicht, und den Erschütterungen muß eben durch Erzeugung einer genügend großen Reibung begegnet werden, wobei die Berührungsfläche zwischen Kabel und Schelle möglichst groß zu machen ist. Es ist auch zu beachten, daß ja immer nur der Unterschied zweier Obergurtstabkräfte, und zwar aus Verkehrslast allein, als anzuschließende Kraft für die Kabelschelle in Betracht kommt. Die Dichtung der Anschlußstelle wird einfach dadurch gewährleistet, daß das Kabel als Ganzes vor Anschluß der Schellen schon völlig wasserdicht umwickelt sein muß. Durch diese Umwicklung mit Stahldraht wird ja auch die Reibungszahl zwischen Kabel und Schelle dermaßen vergrößert, daß der Gefahr des Gleitens mit Sicherheit begegnet werden kann.

Wenn es richtig wäre, wie Herr Dr. Bohny sagt, daß mit Reibung allein hier nicht auszukommen ist, dann würde ich das Problem des Kabelknotenpunktes überhaupt für unlösbar halten; denn nach meiner Überzeugung ist hier jedes andere Hilfsmittel als die Reibung ausgeschlossen, gerade wegen der Wesensfremdheit zwischen dem Kabel und den übrigen Stäben.

Wenn ich mir vergegenwärtige, daß man der zur Ausführung bestimmten Bogenbrücke für Sydney noch ein ganz anderes Verzeichnis von Einwänden entgegenhalten könnte, als es Dr. Bohny gegenüber dem Steinmanschen Entwurf getan hat, so möchte ich mein früheres Urteil über diesen ruhig aufrecht erhalten.

Zum Schluß muß noch gesagt werden, daß es nicht angängig ist, den Küblerschen Entwurf vom Jahre 1894 als „eine gleiche Bauweise“ wie den Steinmanschen zu bezeichnen, aus Gründen, deren Erörterung hier zu weit führen würde, obgleich sie auf der Hand liegen, wenn man einen einzigen Blick auf die Abb. 10 des Zentralbl. der Bauverw. 1895, S. 57, wirft.

München, 31. Januar 1925. Dr. W. Schachenmeier.

Zu den vorstehenden Ausführungen von Herrn Prof. Dr. Schachenmeier möchte ich folgendes sagen:

Das Spinnen schwerer Brückenkabel aus parallel laufenden Drähten, wie es in Amerika als Sonderbauweise seit Jahrzehnten ausgeübt wird, ist auch den meisten deutschen Brückenbauern bekannt. Namentlich die Firmen, die 1911 beim Wettbewerb um die Rheinstraßenbrücke in Köln solche Kabel anboten, mußten sich mit dieser Bauweise näher befassen, mußten doch verbindliche Preise für die Ausführung abgegeben werden. Einige dieser Firmen hatten damals schon Vorverträge mit sachkundigen amerikanischen Ingenieuren abgeschlossen.

Die in Eng. News-Record, Vol. 93, Nr. 15 vom 9. Oktober 1924, S. 598/599, dargestellte Maschine zum Zusammenpressen der großen Kabel für die neue Delawarebrücke in Philadelphia dient dazu, um das zuerst in Sechseckform gelegte Kabel in die Form eines Kreiszylinders zu bringen und um die Kabelbänder, die sogen. Kabelschellen, für die Befestigung der Hängestäbe straff aufziehen zu können. Früher geschah dieses Umformen und Zusammendrücken der Kabel mittels Klammern oder ringförmiger Zwingen; bei der Manhattanbrücke geschah diese Arbeit aber bereits durch Wasserdruckpressen ähnlich wie jetzt bei der Delawarebrücke.

Daß das Kabel als Ganzes vor dem Anschluß der Schellen schon völlig wasserdicht umwickelt wird, dürfte nicht stimmen. Nach allen mir vorliegenden Angaben in der einschlägigen Literatur und nach den dazugehörigen Abbildungen[1]) werden die Kabelschellen unmittelbar auf das Paralleldrahtkabel aufgepreßt. Die Umwicklung geschieht dann nur zwischen den Schellen. Das ist m. E. auch nötig, da dann die zur Befestigung nötige Reibung zwischen Schellen und Kabel erzeugt wird, während eine zwischen Schelle und Kabeldrähten liegende Umwicklung nur ein Moment der Unsicherheit bringen würde.

Es ist selbstverständlich, daß bei der Vereinigung des Obergurtes des Versteifungsträgers mit dem Kabel nur immer der Unterschied zweier Obergurtkräfte als anschließende Kraft für die Kabelschellen nach obiger Skizze in Frage kommt. Bei einem so gewaltigen Bauwerke wie die Sydneybrücke sind aber auch diese Kräfte gewaltig; sie betragen ein Vielfaches der Kräfte, die nur durch einfache Hängestangen oder Hängeseile bei einer Trennung von Versteifungsträger und Kabel an letzteres anzuhängen sind.

Der Bonner Wettbewerbentwurf von Kübler zeigte in seiner Besonderheit — der Vereinigung von Kabel und Obergurt des Versteifungsträgers — und nur diese steht hier zur Erörterung, die gleiche Bauweise wie der Entwurf von Robinson & Steinman für Sydney. Nur war Kübler viel folgerichtiger, indem er den ganzen Obergurt seiner Hängebrücke mit dem Kabel vereinigte. Das von Herrn Prof. Dr. Schachenmeier hervorgehobene „bemerkenswerte Neue“ an dem besprochenen System für Sydney ist also nicht vorhanden. Auch möchte ich mich entschieden dagegen wehren, daß nun „das lange gesuchte Ideal einer Hängebrücke von großer Steifigkeit“ gefunden sein soll. Daß im übrigen das Tragsystem Küblers anders gewählt war — frei aufliegende Versteifungsträger in den drei Öffnungen usw. —, ist allen Kennern oder Mitarbeitern am Bonner Wettbewerb wohl noch gegenwärtig. Meine Bemerkungen zu dem Steinmanschen Entwurf haben auch nichts zu tun mit den Mängeln des nun in Sydney zur Ausführung gewählten Bogenträgers.

Sterkrade, 19. Februar 1925. Dr. Bohny.

Eine denkwürdige Sprengung im neuen Neckarkanal. Der Unterkanal der Staustufe Neckarsulm, dessen neue Sohle unter der alten der anschließenden Flußläufe liegt und daher ein Tieferlegen der letzteren bedingte, war bis zur Fertigstellung der Arbeiten vom Neckar und seinem kleinen Nebenflusse, dem Kocher, durch einen Betondamm getrennt, der seinerseits auf einer stehengebliebenen Felsrippe aufstand.[2]) Dieser Betondamm bildete bei Fertigstellung der Arbeiten das einzige Hindernis zur Eröffnung des Strom- bezw. Energielieferungsbetriebes aus dem ersten der neuen Neckarkraftwerke, und zwar desjenigen der Staustufe Neckarsulm. Am 18. Februar 1925 wurde nun an dieser Baustelle, die einen Teil der durch die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. ausgeführten Lose der Neckarkanalbauten darstellt, die erwähnte Betonmauer gesprengt und damit die Wegräumung der letzten Hindernisse eingeleitet.

In Anwendung kamen 300 kg Miedziankit, ein neuer Sicherheitssprengstoff der deutschen Industrie, der durch elektrische Zündung zur Detonierung gebracht wurde. Insgesamt 400 Schüsse waren erforderlich, um die notwendige Bresche in den künstlichen Damm zu schlagen und so die Verbindung zwischen künstlichem Wasserweg und natürlichen Wasserläufen herzustellen. Der mehrfach erwähnte Betondamm ruhte auf hartem Gestein. Dieses und der Damm selbst erhielten Bohrlöcher zur Aufnahme der Sprengmittel. Der allmählich sich vollziehende Wasserspiegelausgleich erforderte etwa zwei Stunden, während deren durch die plötzliche Ableitung immerhin erheblicher Wassermengen die Flußwasserspiegel um etwa 80 cm abgesenkt wurden. Über die Veränderungen der Pegelstände, die durch Einströmen von 240 000 m³ Wasser in den Unterkanal hervorgerufen wurden, sind genaue Beobachtungen gemacht worden.

Eine Zugentgleisung durch Sturm ereignete sich am 30. Januar 1925 abends auf der Strecke zwischen Kilmacrennan und Creeslough in Irland, wo drei Wagen des von Londonderry in Richtung Burtonport kommenden Personenzuges beim Überfahren des Owencarrow-Viadukts vom Gleise heruntergeweht wurden.

Die Strecke führt hier über eine freie Hochebene, und auf dem ziemlich hohen, über Gleisoberkante seitlich nur durch schwache Eisengeländer begrenzten Viadukt war der Zug der vollen Gewalt des Winddruckes ausgesetzt, so daß das in der Geschichte der Eisenbahnen seltene und in seinen Folgen beklagenswerte Unglück möglich wurde. Es sei hierzu auf die von Dr. S. in der „Bautechnik“ 1924, Heft 7, S. 56, gebrachte Mitteilung eines ähnlichen Unfalles in Rußland und die von ihm daran geknüpften Folgerungen über die Ursache solcher Unfälle hingewiesen, bei denen die Übereinstimmung und Häufung von Schwingungen des Wagenkastens mit den Schwankungen in der Struktur des Windes möglicherweise eine verhängnisvolle Rolle spielt.

Im vorliegenden Falle hat nach einem Berichte der „Railway Gazette“ der zuerst entgleiste und stark nach rechts geneigt auf dem Gleis liegengebliebene Wagen — anscheinend der letzte des Zuges —, da die Kupplung hielt, die beiden nächsten Wagen ebenfalls dergestalt zum Kippen gebracht, daß sie unter schwerer Beschädigung des Bahnkörpers und des Brückengeländers die rechte Böschung herunterfielen, wobei der mittlere Wagen sich auf die Seite legte, der vorderste völlig kenterte und mit den Rädern nach oben auf dem eingedrückten Dach liegenblieb. Außer dem schweren Materialschaden ist leider der Tod von vier Reisenden zu beklagen.

Die Wasserversorgung in London. Einem statistischen Bericht des Städtischen Wasseramtes von London ist nach „Gas- und Wasserfach“ zu entnehmen, daß im Dienste der Wasserversorgung für die englische Hauptstadt 5000 Personen, darunter 800 höhere Angestellte, tätig sind. Die Fläche, die mit Wasser zu versehen ist, beträgt rd. 1400 km², auf denen rd. 6,9 Mill. Menschen wohnen. Das Netz der Hauptleitungen ist etwa 10 560 km lang; von ihm zweigen 1 147 000 Einzelanschlüsse ab. Im ganzen werden täglich etwa 1 100 000 m³ Wasser verbraucht, das sind etwa 160 l auf den Kopf der Bevölkerung. Etwa zwei Fünftel dieser Menge werden aus der Themse entnommen, ein Fünftel aus dem Flusse Lee, der Rest aus verschiedenen Quellen und Brunnen. 276 Maschinen mit zusammen 44 000 PS werden gebraucht, um diese Wassermasse zu fördern. Sie wird durch Sandfilter mit einer Nutzfläche von 684 000 m² gereinigt.

Straßen-Betoniermaschinen. Die schnelle Verbreitung des Betonstraßenbaues in Amerika hat eine Reihe von Sondermaschinen hervorgebracht, die in hohem Maße geeignet sind, die Bauzeit und die Anzahl der Arbeitskräfte einzuschränken, und die darüber hinaus besser als Handarbeit einwandfreie Bauausführung und gutes Aussehen ermöglichen. Die durch den wachsenden Automobilverkehr bedingte Zunahme der Betonstraßen auch in Europa wird jene Maschinen voraussichtlich auch hier einführen, und eine davon, die Straßenbetoniermaschine Bauart Lakewood, hat u. a. schon beim Bau der betonierten Autorennbahn von Miramas[1]) Dienst getan.

Dort wurde der Beton zunächst roh von Hand aufgebracht, mit der genannten Maschine alsdann verteilt, gestampft und geglättet. Die Maschine besteht aus einem Plattformmotorwagen auf Schienen besonderer Bauart, die gleichzeitig als seitliche Schalung dienen. Vorn trägt eine starke Bohle eine Blechschablone, die den roh aufgebrachten Beton formt, eine zweite — senkrecht auf- und niedergehende — Bohle ist dahinter angeordnet und besorgt unter wiederholtem Vor- und Rückwärtsfahren der Maschine das Stampfen des plastischen Betons; am hinteren Ende befindet sich eine Glättvorrichtung. Der in Miramas benutzte Maschinentyp gestattete in einem Gange die Her-

---

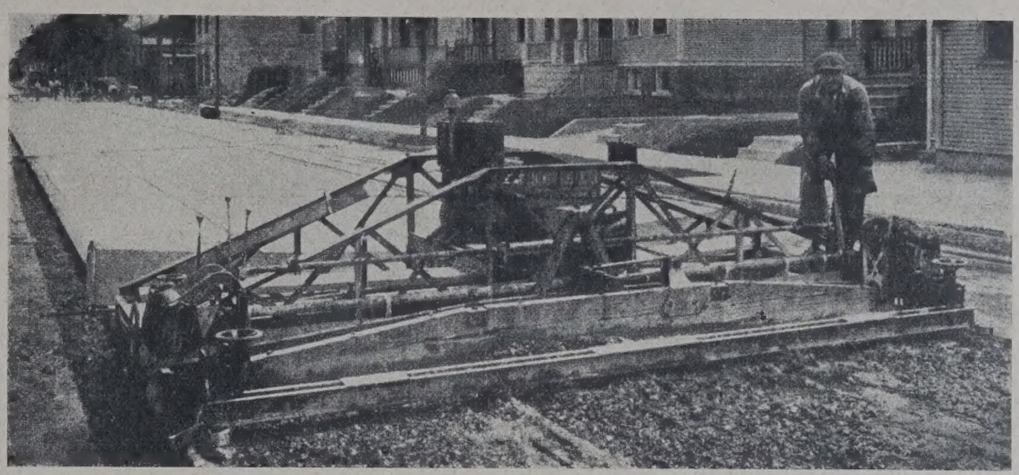
[1]) S. z. B. Z. d. V. D. I. 1904, S. 1308/1309.

[2]) Vergl. die Vorträge von Strombaudirektor Konz in Stuttgart am 24. November 1924, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 2, sowie auf dem Betontage in Berlin am 24. Februar 1925, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 10, S. 114.

[1]) Vergl. Beton u. Eisen 1924, Heft XX.

stellung eines Bahnstreifens von 8 m Breite.

Die letzte Vervollkommnung der Geräteausrüstung des Straßenbau-Departements in Milwaukee ist die in der Abbildung dargestellte, besonders zur Bearbeitung und Glättung der Oberfläche dienende Fahrbahnmaschine. Ihre Spurweite ist so bemessen, daß die Laufräder auf den äußeren Schienen eines doppelten Straßenbahngleises laufen können; vier eiserne Spachtel sorgen für die Freihaltung der Schienenköpfe und den sauberen Anschluß des Betons an die Schienen. Im übrigen ist diese Bauart der vorher beschriebenen durchaus gleich. Das Gerät hat eigenen doppelten Antrieb durch einen Gasolinmotor, mittels dessen es sich je nach Bedarf vorwärts oder rückwärts fortbewegen läßt.



Die Staumauer von Sennar im Blauen Nil. Seit 50 Jahren ist die ägyptische Regierung mit Erfolg bemüht, durch eine planmäßige Wasserwirtschaft den Wohlstand des Landes auf den hohen Stand zu bringen, dessen er sich im Altertum erfreute. Schon in der Mitte des vorigen Jahrhunderts entstand 24 km unterhalb Kairos eine große Talsperre, ferner wurden 1890 und 1902 die großen Staumauern von Assyut und Assuan erbaut, deren letztere nach ihrer Aufhöhung im Jahre 1912 einen Stau von 2300 Mill. m³ ermöglicht.

War durch diese Bauten auch die Bewässerung von Unter- und Mittelägypten gesichert, so erforderte Oberägypten zu einer gedeihlichen Entwicklung nicht minder umfangreiche Bauten für seine Wasserversorgung, die denn auch bereits vor dem Kriege beschlossen wurden. Im besonderen faßte man die Bewässerung der Ebene von Gezirah, eines großen, langgestreckten Gebietes zwischen dem Blauen und dem Weißen Nil südlich von Karthum, ins Auge, und schon 1913 wurde zu diesem Zweck der Entwurf einer Staumauer im Blauen Nil 8 km von Sennar und 270 km oberhalb Karthums ausgearbeitet. Durch sie sollte dem Fluß zufolge gemeinsamer Abmachung zwischen der ägyptischen und der englischen Regierung die zur Bewässerung von etwa 126200 ha erforderliche Wassermenge entnommen und durch ein ausgedehntes Kanalnetz verteilt werden.

In ihrem anläßlich der Ermordung des englischen Sirdars der ägytischen Regierung unterm 22. November 1924 überreichten Ultimatum verlangt nun die englische Regierung unter Punkt 6, die obengenannte Wassermenge über die beiderseits vereinbarten Zahlen hinaus nach eigenem Ermessen unbegrenzt vergrößern zu dürfen. Es ist dies für das unterhalb von Sennar und Karthum gelegene Gebiet — d. h. für das ganze eigentliche Ägypten — von einschneidendster Bedeutung, denn die übermäßige Abschnürung des Niloberlaufs — der Lebensader des Landes — muß auf den gesamten Wohlstand Ägyptens vernichtend wirken. Ob die Forderung des Ultimatums bereits in diesem Sinne zu wirken vermag oder zu wirken bestimmt ist, soll hier nicht erörtert werden; es handelt sich immerhin nur um einen der beiden Hauptarme, der möglicherweise in der Tat erheblich mehr als die genannte Wassermenge ohne Schaden für die Versorgung Unterägyptens abgeben kann. Immerhin gewinnt die Staumauer von Sennar eine erhöhte Bedeutung, und wir entnehmen „Génie Civil“ vom 29. November 1924 daher die folgenden Angaben:

Das heute in der Vollendung befindliche Bauwerk wurde 1921 begonnen; es besteht nach Abb. 1 aus einem Mittelbauwerk von 1600 m Länge, an das sich nach den Ufern zu Erddämme von 583 m Länge auf dem linken, von 835 m auf dem rechten Ufer anschließen, hat also eine Gesamtlänge von rd. 3025 m.

Das Mittelbauwerk — die eigentliche Staumauer — ist als Schwergewichtmauer mit Dreiecksquerschnitt ausgeführt, hat nach Abb. 2a eine größte Höhe von 39,60 m, eine größte Fußbreite von 25 m und eine Kronenbreite von 7 m; die beiden Anschlußdeiche sind an der Wasserseite mit einem gemauerten Schutzmantel verkleidet. Am Westende der Mauer, am linken Ufer befindet sich (Abb. 1 u. 2e) ein regelbarer Ablaß, der für eine zur Bewässerung von 416500 ha ausreichende Wassermenge bemessen ist und 14 Öffnungen von 3 m Breite und 5 m Höhe besitzt, von denen jedoch zunächst nur sieben in Betrieb zu nehmen, die restlichen sieben vorläufig vermauert sind. Der größte Teil der Staumauer hat auf eine Länge von 906 m nach Abb. 1 u. 2c Überlauföffnungen in je 5 m Zwischenraum, die mittleren 606 m haben außerdem 80 Grundablässe (Abb. 2a u. b) von 2 m Breite und 8,4 m Höhe. Diese Grundablässe werden, ebenso wie die erwähnten Ablässe am Westende, mit rechteckigen Schützen Bauweise Stoney verschlossen. Die auf der Mauerkrone angelegte Fahrstraße verbindet die beiden Ufer und

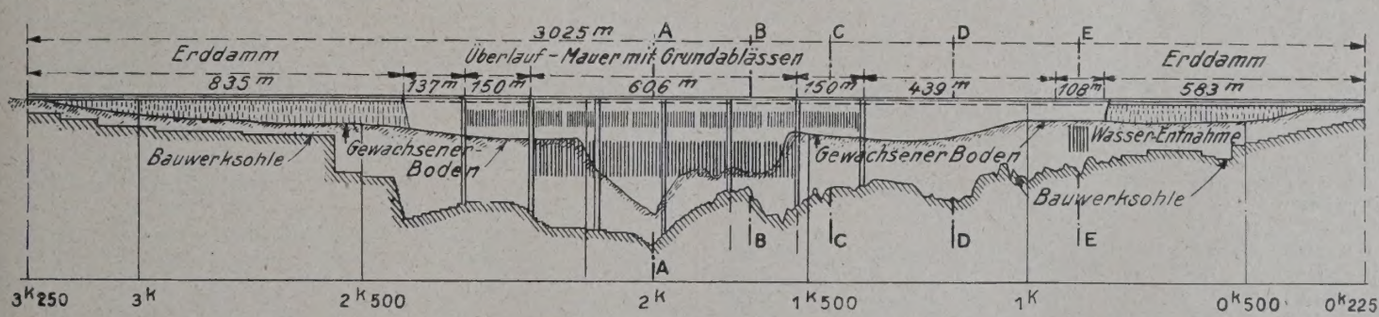


Abb. 1.

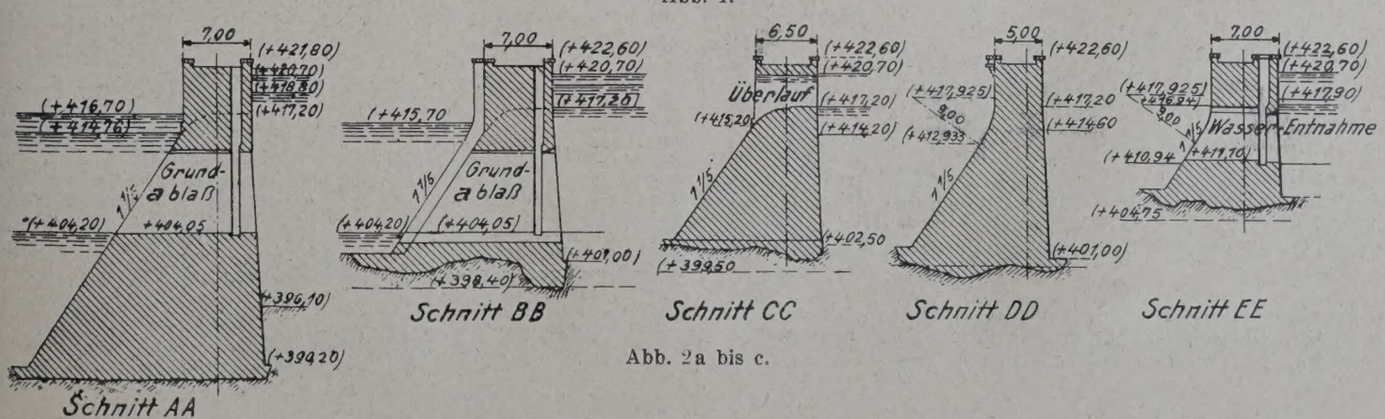


Abb. 2a bis c.

trägt außerdem das Gleise der 1,067-m-spurigen Sudanbahn, die bis Kassalla verlängert wird.

Der höchste Wasserstand im Staubecken ist für Kote 420,70 vorgesehen, also rd. 6 m höher als das höchste beobachtete Hochwasser von 1917 und 1,10 m unter Straßenoberkante, 1,90 m unter Oberkante Brüstung.

Nach Abb. 2b bis 2e konnte der größte Teil der Staumauer in verhältnismäßig geringen Tiefen auf tragfähigen Felsboden gegründet werden, nachdem Sand und Geröll des Flußbettes ausgebaggert und — wo erforderlich — brüchige Felsschichten entfernt waren. Das Mauerwerk besteht aus Bruchsteinen in rotem Zementmörtel im Verhältnis von 1 T. Zement und 4 T. Sand. Der rote Zement, an Ort und Stelle hergestellt, ist eine Mischung von 70 % gewöhnlichem Portlandzement und 30 % gebranntem Ton. Er wurde, nachdem man den Gedanken an eine Einfuhr von Zement aufgegeben hatte, in einer einstweilig errichteten Fabrik, die etwa 1200 t wöchentlich lieferte, an Ort und Stelle erzeugt. Die Mischung mit gebranntem Ton geschah bereits im Brecher beim Mahlen der Zementklinker, hat sehr befriedigt und einen recht festen Mörtel geliefert. Der gewählte Zusatzband etwa im Zement enthaltenen überschüssigen Kalk und wirkte mithin in derselben Weise wie der in gleichartigen Fällen sonst meist verwendete Traß. Für Quader- und Außenmauerwerk wurde reiner Zement verwendet.

Der Rauminhalt des gesamten Mauerwerks beträgt 425000 m³; beschäftigt wurden gleichzeitig bis zu 20000 Mann mit einer Tagesleistung von rd. 1000 m³.

Während der Hochwasserzeiten im Sommer und Herbst ließ man die im Bau befindliche Mauer und die vorläufig geschütteten Erddämme von den Fluten überspülen; die Mauer hat dabei nicht gelitten, die Dämme werden nach der Vollendung der Staumauer endgültig fertiggestellt. Bis zur Herstellung und Inbetriebnahme der Überfälle dient eine alsdann zu schließende 130 m breite Öffnung für den Durchfluß des Wassers. Gleichzeitig mit den Arbeiten an der Staumauer wurden die Bewässerungskanäle ausgehoben, eine Arbeit, die mindestens ebenso bedeutend ist wie die ersteren: sie umfaßte etwa 15 Mill. m³ Bodenaushub, 100 km Haupt- und 900 km Nebenkanäle. Ki.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. Die nächste Reihe von Vortrags- und Aussprache-Abenden, und zwar über „Die technischen und wirtschaftlichen Aufgaben der verschiedenen Verkehrswege und Verkehrsmittel im Rahmen des gesamten deutschen Verkehrswesens“, wird am 17. März mit Vorträgen von Ministerialrat Dr. Tecklenburg, Berlin, über „Die Reichsbahn im Rahmen des Gesamtverkehrswesens“ und von Prof. Helm, Berlin, über „Die Neben- und Kleinbahnen“ beginnen. Die nächsten Vorträge werden im Hause des Vereins deutscher Ingenieure, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a (großer Saal), stattfinden. Weitere Vortragsabende: Montag, den 30. März 1925, 7½ Uhr, Prof. Mattern, Berlin, über „Die Wasserstraßen, ihre verkehrs- und kulturwirtschaftlichen Aufgaben und ihre Stellung im deutschen Verkehrswesen“; Dienstag, den 14. April 1925, 7½ Uhr, Oberbaurat Reiner, Berlin, über „Die Überlandstraßen im Rahmen des Gesamtverkehrswesens“; Freitag, den 1. Mai 1925, 7½ Uhr, Beigeordneter Baurat Hansing, Essen, über „Organisation und Aufgaben des Verkehrswesens im Ruhrkohlengebiet“, sowie Dr.-Ing. Wienecke, Präsident des Landesverkehrsamtes der Provinz Brandenburg, über „Organisation und Aufgaben des Reichsverkehrswesens in der Provinz Brandenburg“; Dienstag, den 19. Mai 1925, 7½ Uhr, Dipl.-Ing. Dierbach, Staaken bei Berlin, über „Die Luftverkehrswege im Rahmen des Gesamtverkehrswesens“. Gäste können eingeführt werden.

Hafenbautechnische Gesellschaft. Die diesjährige 7. ordentliche Hauptversammlung findet am 22. und 23. Mai unter Teilnahme des Oderbundes in Breslau statt. Vorträge haben übernommen: Oberstrombaudirektor Fabian, Breslau, über „Die obere und mittlere Oder als Wasserstraße“; Reichsminister a. D. Dr.-Ing. chr. Gothein über „Die Notwendigkeit des Ottmachauer Staubeckens für die Oderschiffahrt“; Regierungsrat Dr. Werner Teubert, Potsdam, über „Verkehrspolitische Maßnahmen zur Stärkung des Wettbewerbes der deutschen Seehäfen“ und Oberbaurat Wundram, Hamburg, über „Neuerungen auf dem Gebiete der mechanischen Hafenausrüstung“.

Auskunft durch den Breslauer Ortsausschuß der Hafenbautechnischen Gesellschaft z. H. von Direktor Hallama des Verkehrsamtes der Stadt Breslau, am Hauptbahnhof 1, I; durch den Oderbund, Sitz Frankfurt a. d. O., Rathaus, z. H. von Stadtrat Dr. Müller und durch die Geschäftsstelle der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Hamburg 14, Dalmannstraße 1.

Städtekanalisation in Tunnelbauweise. Die von der Firma Hüser u. Co., Obercassel-Siegkreis, eingeführte Tunnelbauweise ermöglicht den Stadtverwaltungen, erhebliche Ersparnisse bei Bau von Kanalisationen, besonders bei größerer Tiefenlage der Kanäle zu erzielen; denn der Aushub und Ausbau der tiefen Baugruben fällt dabei weg. Auch bei weniger tiefen Kanälen bringt diese Bauweise Vorteile. Billiger als die offene Bauweise wird sie dann kaum noch sein, dafür bringt sie aber oft erhebliche technische Vorteile. In engen, verkehrsreichen Straßen ist einmal kein oder nur wenig Raum zum Ablagern der ausgehobenen Bodenmassen vorhanden, und bei den engen Verhältnissen würden die abgelagerten Bodenmassen die Grubenränder stark belasten; ferner gefährdet die offene Baugrube die vorhandenen Gas-, Wasser- und Kanalleitungen, im gleichen Maße auch die Fundamente der Häuser, abgesehen davon, daß die Straße oft wochenlang gesperrt werden muß. Dagegen gestattet die Tunnelbauweise, die Kanäle unter den Straßenbahngleisen hindurchzuführen, ohne daß der Bahnbetrieb Unterbrechung erleidet und ohne den sonstigen Straßenbetrieb zu hindern. Auch bei Unterführung von Kanälen und von Eisenbahnen bietet die Tunnelbauweise große Vorteile, da die Erfahrung gelehrt hat, daß die Eisenbahnzüge mit unverminderter Geschwindigkeit über die unterirdische Baugrube hinwegfahren können. Ein weiterer Vorteil der Tunnelbauweise liegt darin, daß sie die Unterhaltungskosten der Straßenfläche wesentlich vermindert, denn die so lästigen und auf die Dauer kostspieligen Setzungen der Straßenfläche, die bei offener Bauweise immer eintreten, fallen weg. Die Baugrube paßt sich eben genau dem durch die Lichtweite des Kanals einschließlich Wandstärke gegebenen Profil an, so daß die Ausbetonierung unter Vermeidung jeglicher Hinterfüllung sich dem gewachsenen Erdreich bezw. der vorgetriebenen Stollenauskleidung anschmiegt.

Nach den Erfahrungen der Firma Hüser wird bei Städtekanalisation in der Regel bis zu 6 m Baugrubentiefe die Anlage der Kanäle in offener Baugrube billiger als die Tunnelbauweise, bei größeren Tiefen umgekehrt. In engen Straßen bei mehrgleisigen Eisenbahnen kann die Tunnelbauweise schon bei geringeren Tiefen vorteilhaft sein.

Die Bauweise ist in jedem Boden möglich, abgesehen vielleicht von Felsboden. Auch bietet sie keine besonderen Schwierigkeiten, wenn im Wasser gearbeitet werden muß. Ein Nachteil liegt darin, daß die Tunnelbauweise ziemlich genaue Arbeit erfordert; es gehören also genügende Erfahrungen und geübte Leute dazu.

Fußgängerbrücke über den Kanal Hamm—Lippstadt bei Hamm in Westfalen. Die in der „Bautechnik“ 1923, Heft 23 auf S. 209 beschriebene Fußgängerbrücke bei Hamm in Westfalen hat sich, wie uns der Verfasser jenes Aufsatzes, Herr Reg.- und Baurat Conradt, mitteilt, im Betriebe gut bewährt. Sie ist für den in Betracht kommenden leichten Verkehr ausreichend steif. Die rechnungsmäßigen Durchbiegungen werden nicht erreicht, Schwankungen des Überbaues sind nicht beobachtet worden.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: der Reichsbahnoberrat Lieffers, Stettin, als Mitglied zur R. B. D. Magdeburg; die Reichsbahnräte Geittner, Aschersleben, als Mitglied zur R. B. D. Stettin, Säufferer, Stuttgart, zur R. B. D. Trier, Schlenke, Brandenburg-West, als Vorstand zum E. B. A. 8 Berlin, Lüttge, Glogau, zur Oberbetriebsleitung Ost in Berlin, Gustav Wagner, Cottbus, als Vorstand zur Bauabteilung Trier, Theuerkauf, Trier, nach Brandenburg-West als Leiter der bautechnischen Abteilung beim Eisenbahnwerk, Stendel, Königsberg (Pr.), als Mitglied zur R. B. D. Hannover und Ernst Richter, Hannover, zur R. B. D. Königsberg (Pr.).

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Hans Kiel, Hans Kruse, Johannes Arnsberg (Wasser- und Straßenbaufach).

Württemberg. Der planmäßige außerordentliche Professor für Wasserbau an der Technischen Hochschule Stuttgart L. Rothmund wurde zum planmäßigen ordentlichen Professor für Wasserbau ernannt.

INHALT: Eine verkehrstechnische und städtebauliche Studie im Anschluß an den Wiederaufbau der Weidendammer Brücke in Berlin. — Über Zahlenwerte der Kohäsion beim Erddruck. — Die japanischen Eisenbahnen im Rechnungsjahr 1922/23. — Vermischtes: 28. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Schluß.) — Entwurf der Ingenieurfirma Robinson & Steinman, New York, für die Sydney-Brücke. — Denkwürdige Sprengung im neuen Neckarkanal. — Zugentgleisung durch Sturm. — Wasserversorgung in London. — Straßen-Betoniermaschinen. — Staumauer von Sennar im Blauen Nil. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Hafenbautechnische Gesellschaft. — Städtekanalisation in Tunnelbauweise. — Fußgängerbrücke über den Kanal Hamm—Lippstadt bei Hamm in Westfalen. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 17. März 1925 Heft 12

Die Regulierung der korrigierten Oberrheinstrecke Sondernheim (Speyer) — Straßburg und die dabei angewandten Bauweisen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat **August Schneider**, ehem. Leiter der Rheinregulierung in Elsaß-Lothringen und Vorstand des Wasserbaubezirks Straßburg-Rhein, in Herrenalb (Württ.).

Zwei flußbautechnische Unternehmungen am Oberrhein oberhalb Mannheims sind es, die wegen ihrer Kühnheit und Neuartigkeit sowie wegen der zu überwindenden ungeheuren Schwierigkeiten — wurden doch beide Werke jahrzehntelang für unmöglich gehalten! — für alle Zeiten die Beachtung der Hydrotekten verdienen, und die wegen der segensreichen, alle Erwartungen übersteigenden Wirkungen und Folgen für die Wohlfahrt und das wirtschaftliche Aufblühen der anliegenden Uferstaaten immer wieder die Bewunderung und den Dank der Anwohner verdienen, nämlich die im vorigen Jahrhundert nach den Plänen des badischen Oberbaudirektors Tulla ausgeführte Stromkorrektion und die in den Jahren 1907 bis 1919 nach den Plänen des badischen Oberbaudirektors Honsell und des elsaß-lothringischen Wasserbaudirektors Willgerodt durchgeführte Regulierung der Stromstrecke Sondernheim (Speyer)—Straßburg (Els.). Jede der beiden Unternehmungen hat ihre besonderen, voneinander verschiedenen Aufgaben und Zweckbestimmungen zu erfüllen. Während die Korrektion durch eine radikale Verbesserung der Abflußverhältnisse des noch ungebändigten Wildstromes bei mittleren und höheren Wasserständen den Schutz und die Sicherung von Gesundheit, Leben und Eigentum der Anwohner sowie die Steigerung der Bodenertragsfähigkeit der versumpften Talniederung bezweckte, also nichts anderes als ein großes, wohlgelungenes Landesmeliorationswerk darstellt, hatte die vorläufig auf die Strecke Sondernheim (Speyer)—Straßburg beschränkte Regulierung des korrigierten Stromlaufes — ihre Fortsetzung nach Basel steht unmittelbar bevor — die Verbesserung der Schiffbarkeit bei Kleinwasser durch Herstellung eines besonderen Niederwasserbettes zum Ziel. Die Korrektion hat also das Mittel- und Hochwasserbett, die Regulierung dagegen das Niederwasserbett geschaffen. Gegenüber der in gewissen Kreisen vertretenen, auch im Fachschrifttum zu findenden Ansicht, wonach die Korrektion als ein mißglückter Versuch der Schiffbarmachung zu betrachten sei, möge hier ausdrücklich betont werden, daß die Belange der Schiffahrt bei diesem Strombauwerk keine Rolle spielten, da zu jener Zeit die Schiffahrt oberhalb Mannheims nur unbedeutend war und zu einer Verbesserung der Wasserstraße kein Bedürfnis vorlag, zumal da man mit dem allmählichen Erliegen des Wasserverkehrs unter dem Wettbewerb der damals aufkommenden Eisenbahnen rechnen zu müssen glaubte. Korrektion und Regulierung sind eben beide ganz verschiedenen Bedürfnissen und Forderungen ihrer Zeitepochen entsprungen.

Wenn nun auch im vorliegenden Aufsatze in der Hauptsache nur die Regulierung besprochen werden soll, so dürfte es doch des besseren Verständnisses halber zweckmäßig sein, zunächst einige Angaben über die Korrektion des Stromes vorauszuschicken, da ja zwischen beiden Unternehmen, wenn auch zeitlich getrennt, ein organischer und kausaler Zusammenhang besteht und die Korrektion die Voraussetzung und unerläßliche Vorbedingung der Regulierung bildet.

Noch in der ersten Hälfte des vorigen Jahrhunderts befand sich der Rhein zwischen Basel und Mannheim in dem unwirtlichen, ungebändigten Urzustande, in dem er sich schon seit vielen Jahrtausenden zum Schrecken der Anwohner zeigte. Ein Blick auf eine alte Rheinkarte läßt uns zwei wesentlich und ganz charakteristisch voneinander verschiedene Abschnitte des unkorrigierten Stromes erkennen, nämlich die Strecke zwischen Basel und der Lautermündung (elsässisch-pfälzische Grenze) und daran anschließend die Strecke von dieser Flußmündung bis Mannheim. Der augenfällige Unterschied der Grundrißformen ist durch die Verschiedenheit der Bodenarten der Bettsohle und hauptsächlich durch das verschiedene Gefälle der beiden Stromsektionen begründet. Im oberen Abschnitte trug der Rhein den Charakter eines mächtigen, durch zahlreiche Inseln und Kiesbänke stark zerfaserten, 1 bis 3 km breiten Wildstromes ohne feste Ufer und ohne ein eigentliches Bett. Diesen Stromzustand deutet schon der bekannte römische Schriftsteller Ammianus Marcellinus (330—400 n. Chr.) im XVI. Buch, Kapitel 11,8 seiner Kriegsgeschichte (res gestae) bei der Schilderung der Kämpfe Julians gegen die Alamannen mit folgenden Worten an: „Isdem diebus, exercituum adventu perterriti barbari, qui domicilia fixere cis Rhenum, partim difficiles vias et suapte natura clivosas, concaedibus clausere sollerter, arboribus inmensi roboris caesis: alii occupatis insulis sparsis crebro per flumen Rhenum, ferum ululantes et lugubre, conviciis Romanos incessebant et Caesarem etc.“. Die Rheinniederung bildete hier ein verworrenes Geflecht von vielen größeren und kleineren Stromarmen, Gießen, Rinnsalen, Inseln und Kiesgründen, die sich bei jedem Hochwasser umwälzten und eine andere chaotische Lage annahmen. Die Richtung, Größe und Breite der einzelnen Stromrinnen waren einer beständigen, fortschreitenden Änderung unterworfen. Da der Taluntergrund bis in große Tiefen aus leicht beweglichem Kies, Gerölle und Sand besteht, so schob der Strom bei jeder Anschwellung mächtige Bodenmassen mit sich, verschüttete damit seine bisherigen Rinnen, spaltete sich in immer neue Arme und griff zerstörend die Uferländereien an, wobei häufig große Landflächen fortgerissen, naheliegende Ortschaften unter Wasser gesetzt und große Verluste an Eigentum und an Menschenleben verursacht wurden. Durch die fortwährende Erhöhung des Strombettes infolge der Geschiebeverschüttung der einzelnen Arme und Rinnen wurde der Abzug der Binnengewässer und Zuflüsse verzögert und aufgehalten, die Vorflut verschlechtert, und es entstanden ausgedehnte, stagnierende Sumpfflächen, die auf den Gesundheitszustand der Anwohner nachteilig einwirkten und die Ursache der berüchtigten Fieberepidemien der Rheintalniederung bildeten. Eine rationelle und wirtschaftliche Schiffahrt war auf einem derart zersplitterten, hin und her vagabundierenden Wildstrom natürlich ausgeschlossen. Ähnlich heillos und unhaltbar waren die Zustände in dem Stromabschnitt von der Lautermündung bis Mannheim, der, wie oben hervorgehoben, sich in seiner Grundrißgestaltung wesentlich vom oberen Abschnitt unterscheidet. Hier hatte der Strom zwar schon länger ein ziemlich geschlossenes Bett, aber sein Lauf setzte sich aus einer stetigen Folge langer, scharfer Krümmungen und schleifenartiger Biegungen und Gegenbiegungen zusammen, die beinahe in sich zurückliefen und den Wasserabfluß außerordentlich behinderten. Bei jedem Hochwasser wurden auch hier die Ufer in den Konkaven heftig angegriffen und zerstört, die angrenzenden Geländeflächen überschwemmt und versumpft, und ähnliche Mißstände hervorgerufen wie die bereits oben geschilderten. Schiffahrt und Flößerei waren auch in diesem unteren Stromabschnitt in hohem Grade erschwert und umständlich, zeitweise bei niederen Wasserständen sogar unmöglich. Wie zeitraubend, umständlich und unwirtschaftlich die Schiffahrt auf dieser Strecke war, geht daraus hervor, daß ein Schiff zum Durchfahren einer einzigen Stromwindung bergwärts einen ganzen Tag brauchte und, da unteres und oberes Ende der Windung nicht weit voneinander entfernt waren, am Abend fast wieder an derselben Stelle ankam, von der es am Morgen abgefahren war, so daß die Schiffleute wieder in demselben Dorfe übernachten konnten wie am Tage zuvor.

Dieser unwirtliche, wilde Urzustand des Oberrheins zwischen Basel und Mannheim herrschte bereits Jahrtausende hindurch und nahm mit der Zeit immer verderblichere Formen an. Generationen hindurch hielt man es für unmöglich, mit Menschenhand und mit menschlichen Kräften den Kampf gegen die elementare Stromgewalt aufzunehmen und Ordnung in solche üblen, ungesunden Zustände zu bringen. Zwar wurden auf beiden Ufern von den Gemarkungsgemeinden Verteidigungsbauten zum Schutze ihres Eigentums ausgeführt; da diese Werke jedoch planlos, ohne gegenseitigen Zusammenhang und ohne jedes System angelegt waren, so war ihr Erfolg nur ein unsicherer und unbedeutender, häufig sogar ein recht nachteiliger, indem die Wasserströmung von dem einen Ufer auf das gegenüberliegende gerichtet wurde. Mit der Zunahme der Bevölkerung der Rheingemeinden und mit der dadurch bedingten Ausdehnung der Bodenkultur machten sich die geschilderten Mißstände immer fühlbarer, und zu Beginn des vorigen Jahrhunderts waren sie in der Tat so unerträglich geworden, daß die Regierungen der beteiligten Uferstaaten die unabweisbare Notwendigkeit und Pflicht erkannten, hier Wandel zu schaffen und durch radikale bauliche Maßnahmen eine dauernde Beseitigung des Übels herbeizuführen. Allmählich hatte sich die Erkenntnis Bahn gebrochen, daß es nur durch ein gemeinsames und planmäßiges Vorgehen der gegenüberliegenden Uferstaaten möglich wäre, den Wildstrom in ein festes geregeltes Bett zu leiten und damit dauernd gesunde und ordentliche Zustände zu erzielen. Die Initiative zur Tat ging von Baden aus, dessen Oberbaudirektor

Gottfried Tulla (1770—1828) schon im Jahre 1817 einen Entwurf für die Begradigung und Korrektion der windungsreichen bayerisch-badischen Rheinstrecke aufgestellt hatte. Auf Grund dieses Planes wurde zwischen Baden und Bayern die Übereinkunft vom 24. April 1817 abgeschlossen und alsbald in Vollzug gesetzt. Zufolge dieser Übereinkunft wurden in der Zeit von 1817 bis 1825 zwischen den Ortschaften Neuburg und Dettenheim sechs Rheindurchschnitte ausgeführt und dadurch eine Anzahl der obenerwähnten schädlichen Stromkrümmungen ausgeschaltet. Die günstigen Erfolge dieser Arbeiten ermutigten zur weiteren Fortsetzung des Werkes, und es wurden auf Grund weiterer, in den Jahren 1825, 1832 und 1857 abgeschlossener Verträge zwischen Baden und Bayern weitere zwölf Rheindurchschnitte abwärts Dettenheim bis zum Frankentaler Kanal ausgeführt, so daß die Gesamtzahl der auf der badisch-bayerischen Stromstrecke hergestellten Durchschnitte sich auf 18 beläuft. Die Länge des Talweges, die vor Beginn der Korrektion rd. 140 km betrug, ist durch die Durchschnitte und Ausschaltung der vielen bedeutenden Stromkrümmungen um 55 km verkürzt worden, so daß sie jetzt nur noch 85 km mißt. Dem neuen Korrektionsbett wurde eine Breite zwischen den normalen Uferbauten von 240 m gegeben. Der Korrektion des Stromabschnitts längs der französischen Grenze stellten sich größere Bedenken und Hindernisse entgegen. Zwar hatte Tulla bereits in den Jahren 1822 und 1825 in zwei ausführlichen Denkschriften mit Plänen die Möglichkeit der Rheinkorrektion auch auf der wild zerfaserten Stromstrecke zwischen Basel und der Lautermündung unwiderleglich bewiesen, aber trotzdem schreckte man, besonders auf französischer Seite, vor der Inangriffnahme des Unternehmens teils wegen seiner Schwierigkeit, Neuheit und Großartigkeit, hauptsächlich aber wegen der gewaltigen Kosten zurück. Erst nach langwierigen Verhandlungen kam am 5. April 1840 der berühmte Rheingrenz-Vertrag zwischen Frankreich und Baden zustande, in dem sich beide Staaten zur gemeinsamen, planmäßigen Korrektion des Grenzstromes zwischen Basel und Lauterburg verpflichteten. Mit der Ausführung dieser Korrektionsarbeiten, denen ebenfalls die Denkschriften und Entwurfspläne Tullas zugrunde gelegt wurden, konnte jedoch infolge der erforderlichen Vorbereitungen erst im Jahre 1843 begonnen werden. Wie leicht einzusehen, waren die Korrektionsarbeiten im badisch-französischen Stromabschnitt mit weit größeren Schwierigkeiten und Kosten verbunden als in der unteren, bayerisch-badischen Strecke, da es in der oberen Strecke ja darauf ankam, den in zahlreiche Arme gespaltenen uferlosen, hin und her vagabundierenden, reißenden Wildstrom in ein kanalartiges, gestrecktes Bett mit festen, steinernen Ufern einzufassen. Die Ausführung dieser Arbeit hat sich denn auch auf einen Zeitraum von annähernd 40 Jahren erstreckt. Zu berücksichtigen ist dabei, daß natürlich nur bei niedrigen Wasserständen, also nur während eines Teiles des Jahres gearbeitet werden konnte. Die Laufrichtung des neuen Korrektionsbettes zeigt im Grundriß eine Folge von kilometerlangen geraden Strecken, die durch Kreisbogen oder Korbbogen miteinander verbunden sind, eine Linienführung also, wie sie beim Bau von Landstraßen oder Kanälen üblich ist. Es entsprach ja den damaligen Anschauungen der Hydrotechnik, möglichst nur schnurgerade, recht lange Linien bei der Trassierung von Flußkorrektionen zu wählen, so daß alle älteren Korrektionen gleichzeitig als Begradigungen (Rektifikationen) anzusprechen sind. Bekanntlich nimmt in der neueren Wasserbaukunst das Gesetz der geraden Linie nicht mehr die herrschende Stellung ein wie in jenen Zeiten. Was die Breite des neuen Korrektionsbettes anbetrifft, so wurde sie so bemessen, daß die gewöhnlichen, durch die Schneeschmelze der Alpen verursachten Sommer-Hochwasser noch zwischen den normalen Uferbauten abfließen, ohne diese zu übersteigen. Demgemäß und entsprechend dem von Süden nach Norden hin abnehmenden Stromgefälle und der durch Nebenflüsse zunehmenden Wassermenge ist die Normalbreite des korrigierten Stromes — von Uferkante zu Uferkante gemessen — von Basel bis Weisweil (Schönau) = 200 m, von da bis Ottenheim (Gerstheim) = 220 m und von hier bis Lauterburg = 250 m. Dem anschließenden badisch-bayerischen Korrektionsbett war, wie oben bereits erwähnt, eine Breite von 240 m gegeben worden, so daß bei der Lautermündung eine merkwürdige, den Regeln der Hydrotechnik und Hydraulik eigentlich widersprechende Unstetigkeit in der normalen Breitenentwicklung des begradigten Stromes festzustellen ist. Hand in Hand mit der Einleitung des Stromes in sein neues, begradigtes Bett ging die der neuen Laufrichtung entsprechende Verlegung und Neuanlage der Hauptrheindämme, die in schwankenden Abständen von mehreren Hundert Metern landseitig der Korrektionsufer hinziehend die außergewöhnlichen, die Uferbauten und Vorländer überflutenden Hochwasser von den angrenzenden Ortschaften und Kulturländereien abhalten. Erst anfangs der achtziger Jahre des vorigen Jahrhunderts waren die Korrektionsarbeiten, die natürlich nach 1871 von der deutschen Regierung Elsaß-Lothringens im Einvernehmen mit Baden planmäßig fortgesetzt wurden, so weit vollendet, daß sich ihr Nutzen und ihre Wirkung endgültig übersehen und beurteilen ließen. Der beabsichtigte Zweck und die angestrebten Ziele des großen Werkes, nämlich die Herstellung fester Ufer, die Festlegung der Eigentums- und Hoheitsgrenzen, der Landschutz, ferner die Entsumpfung, Assanierung und Meliorierung der ganzen, früher so unwirtlichen und ungesunden Talniederung waren vollkommen erreicht. Nicht in Erfüllung gegangen waren aber Wünsche und Hoffnungen, die man ursprünglich gar nicht an die Korrektionsarbeiten geknüpft hatte, die aber in den siebziger Jahren nach der Angliederung Elsaß-Lothringens an das Deutsche Reich aufzuleben begannen und mit der wirtschaftlichen Entwicklung des Landes immer stärker wurden, nämlich, es möchte sich in dem korrigierten Strome auch eine gute, auch bei niedrigen Rheinständen stets brauchbare Wasserstraße ausbilden, die den Bedürfnissen der Großschiffahrt in jeder Hinsicht genügen könnte. Bald mußte man erkennen, daß die Schiffahrtverhältnisse, abgesehen von der kurzen Stromstrecke Mannheim—Sondernheim (Speyer), in der infolge des geringen Gefälles und der günstigen Grundrißanordnung ein vorzügliches Fahrwasser entstanden war, nur unwesentlich besser geworden waren. Zwar konnte die Großschiffahrt nach Straßburg auf dem korrigierten Strome bei mittleren und höheren Wasserständen während sieben bis acht Monaten im Jahre mit einigem Nutzen, wenn auch unter mancherlei Hindernissen, betrieben werden, bei niedrigen Wasserständen aber, durchschnittlich an 140 Tagen im Jahre, und zwar in der Regel während der Wintermonate, mußte sie als unwirtschaftlich infolge ungenügender Fahrwassertiefe eingestellt werden.

Woran lag es nun, daß die Korrektion des Stromes der Schiffahrt nicht mehr bieten konnte, als angegeben, und welche Zustände hatten sich in dem korrigierten Strombett herausgebildet? Durch die starke Streckung und Kürzung des früher vielfach gewundenen und zerfaserten Wildstromes — die Laufverkürzung betrug auf der elsässisch-badischen Strecke 16 % und auf der bayerisch-badischen Strecke sogar 40 % der ursprünglichen Länge — war das relative Stromgefälle erheblich vermehrt worden. Diese Gefällverstärkung hatte in Verbindung mit der konzentrierten Zusammenfassung der ehedem in zahlreichen unregelmäßigen Armen und Rinnen abfließenden Wassermassen in ein einheitliches, geschlossenes Bett, woraus sich eine Vergrößerung des Profilhalbmessers $R = \frac{F}{p}$ (d. i. Verhältnis aus Wasserquerschnittfläche zum benetzten Umfang) ergeben mußte, eine wesentliche Erhöhung der mittleren Stromgeschwindigkeit zur Folge. Dadurch wurde die Schubkraft des Wassers, die sich bekanntlich annähernd mit dem Quadrate der mittleren Wassergeschwindigkeit ändert, so erheblich verstärkt, daß die bis in große Tiefen — stellenweise bis zu 100 m und darüber! — aus losem, diluvialem Gerölle, Kies und Sand bestehende Bettsohle schon bei mittleren, noch viel mehr natürlich bei höheren Wasserständen angegriffen und in Bewegung gesetzt wurde. Während im unkorrigierten Wildstrom die lebendige Kraft der Wassermassen ihre mechanische Zerstörungs- und Verwüstungsarbeit mehr in der Breitenentwicklung verrichtete, was durch Uferabbrüche, fortwährende Bildung neuer Gerinne, Änderung des Laufs usw. in die Erscheinung trat, war sie jetzt durch die festen, steinernen Korrektionsufer gezwungen, in die Tiefe zu arbeiten. Gerade der Widerstand der starren und verhältnismäßig steilen (1 : 1½ bis 1 : 2), künstlichen Ufer gegen das in der Natur des Stromes liegende seitliche Ausschweifen war die Ursache dafür, daß sich an den Ufern tiefe, lange Kolke bildeten, deren Aushubmassen sich zu den nachfolgenden hohen Kiesbänken und den diese verbindenden Schwellen aufliefen und aufhäuften. So entstand das für den korrigierten Oberrhein so charakteristische Sohlenrelief, das uns eine stetige Folge von tiefen Haltungen (Kolken, Woogen), Schwellen und Kiesbänken sowie die zwischen letzteren in mehr oder weniger schroffen Windungen sich hindurchschlängelnde, die Schwellen überschneidende tiefste Rinne, den sogenannten „Talweg“ zeigt (Abb. 1). Das ganze Sohlengebilde — Kolke, Kiesbänke und Schwellen — befand sich bei mittleren und noch mehr natürlich bei höheren Wasserständen in fortschreitender Bewegung und rückte im Laufe eines Jahres je nach der Dauer und Intensität der Anschwellungen um rd. 400 bis 500 m parallel zu den Uferbauten talwärts vor. Die Fortschrittsgeschwindigkeit hängt naturgemäß von den jeweiligen Wasserständen ab; sie ist am größten bei Hochwasser, wo ich ein Vorwärtswandern um 25 bis 30 m innerhalb 24 Stunden feststellen konnte, nimmt mit fallendem Wasser entsprechend ab und ist am kleinsten bezw. = Null bei Niederwasser. Die größte Wegstrecke ihrer jährlichen Wanderung legen die Kiesbänke innerhalb des Sommerhalbjahres zurück, währenddessen der Oberrhein infolge der Schnee- und Gletscherschmelze der Hochalpen andauernd eine starke, meist bordvolle Wasserführung hat, unter deren Einwirkung die Stromsohle ständig in Bewegung und Umbildung begriffen ist. Das Wandern der Kiesbänke vollzieht sich in ähnlicher Weise wie das der Dünen am Meeresstrande unter der Einwirkung des Windes. Nachstehende schematische Längenschnittskizze (Abb. 2) veranschaulicht diesen Vorgang, indem sie zeigt, wie am stromaufwärts gelegenen Kopf der Bank das Geschiebe durch die lebendige Kraft der anstoßenden Wassermassen schichtenweise auf der flachen, natürlichen Rampe — ihre Steigung

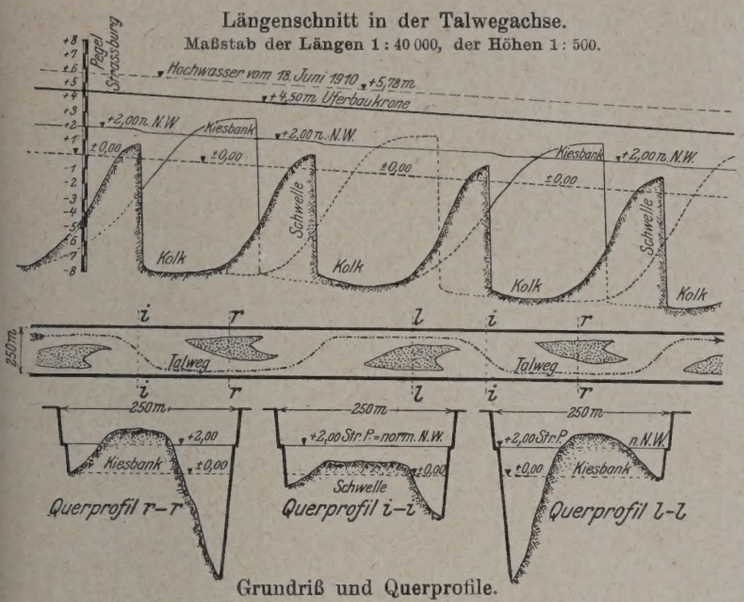


Abb. 1.

beträgt i. M. 5 bis 8 % — hinaufgeschoben und auf dem Rücken der Bank so lange weiterbefördert wird, bis es deren unteren Endpunkt erreicht hat, wo es unter dem natürlichen Böschungswinkel des Kieses unter Wasser — $\operatorname{tg} \varrho = 0{,}466$, d. i. annähernd 1 : 2 — abstürzt.

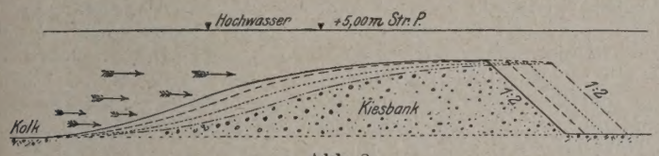


Abb. 2.

Während die Bank sich durch den Geschiebeabtrieb oben ständig verkürzt, wird sie durch die abtransportierten Massen nach unten entsprechend verlängert, woraus sich der Vorgang des „Wanderns“ erklärt. Wenn die den Geschiebetrieb veranlassende Stromanschwellung nur von kurzer Dauer ist und rasch wieder zurückfällt, so kommt es häufig vor, daß die auf den Rücken der Kiesbank aufgeschobene Schicht das Abfallende der Bank nicht erreicht, sondern schon vorher zur Ruhe gelangt, so daß sich auf der trockenen Bank der böschungsmäßige Absatz der Geschiebeschicht feststellen läßt (Abb. 3).

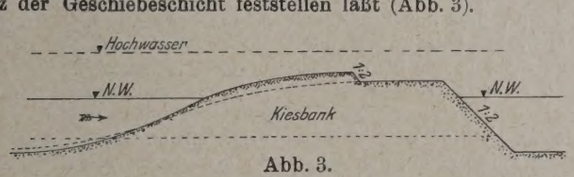


Abb. 3.

Ich hatte häufig genug Gelegenheit, beim Begehen trockener Kiesbänke oder beim Vorbeifahren auf dem Dienstschiffe derartige Böschungsabsätze von Geschiebeschichten auf dem Rücken der Bänke zu beobachten. Die Dicke solcher Kiesschichten habe ich durch eigene Messungen zu 0,30 bis 0,40 m ermittelt. Ganz ähnlich wie das Wandern der Kiesbänke vollzieht sich auch das Vorrücken der Talwegschwellen, die ja auch einen flach ansteigenden, rampenartigen Kopf, einen flachen, fast wagerechten Rücken und einen böschungsmäßigen Endabfall aufweisen. Man hat die infolge des Wanderns der Kiesbänke und Schwellen im Laufe eines Jahres durchschnittlich durch ein und denselben bestimmten Stromquerschnitt hindurchgeförderte Geschiebemenge auf rd. 120000 bis 150000 m³ berechnet. Untersucht man das Geschiebe einer Kiesbank an ihrer Oberfläche in bezug auf seine Korngröße, so findet man, daß an ihrem stromabwärts gelegenen Ende das feinere Material (Sand und feiner Kies), dagegen an ihrem aufwärts liegenden Kopfe das gröbere Geschiebe vorkommt, daß also eine Art Sortierung oder Aufbereitung vorhanden ist, die beim Abflauen der Hochwasseranschwellungen eintritt, wobei die schweren Kiesel infolge der Abnahme der Schleppkraft der Strömung zuerst liegenbleiben, während die kleineren und der Sand noch weiter wandern, bis auch sie endlich bei einem gewissen niedrigen Wasserstand zur Ruhe kommen. Daß übrigens das größte Kaliber des Geschiebes von Basel abwärts allmählich immer kleiner wird, entsprechend dem abnehmenden Stromgefälle und der gegenseitigen Abreibung und Abschleifung der einzelnen Stücke, dürfte hinlänglich bekannt sein. So kommen bei Basel und Breisach noch kindskopfgroße Kiesel (sogenannte „Wacken“) vor, bei Straßburg hat das Geschiebe nur noch Faustgröße, und bei Lauterburg und Maxau besteht es nur noch aus feinem Bohnenkies, der sich vorzüglich für Eisenbeton eignet. Die charakteristische, krebsscherenartige Grundrißform der Kiesbänke rührt daher, daß bei mittleren Wasserständen, wenn der konvexe Rücken der Bänke schon trocken liegt oder doch nur noch von einer geringen Wasserschicht überflutet wird, an ihren tiefer liegenden seitlichen Rändern immer noch eine Geschiebebewegung stattfindet, die zur Bildung der schwanzartigen Verlängerungen führt Nie lagen die Kiesbänke, deren Rücken sich bis zur Höhe von + 3,50 m des Straßburger Pegels erhoben, in der Mitte der Strombahn, sondern immer näher gegen die Korrektionswerke hin, und zwar in abwechselnder Folge die eine nach dem linken, die nächste nach dem rechten Ufer zu usw. Nur in wenigen Fällen kam es vor (das Imperfektum wird gewählt, weil es sich um früher vorhanden gewesene, inzwischen durch die Regulierung beseitigte Zustände der Stromstrecke Sondernheim—Straßburg handelt!), daß eine Kiesbank unmittelbar mit ihrem Nachbarufer in trockener Berührung stand, d. h. so, daß sie bei Niederwasser trockenen Fußes vom Ufer aus betreten werden konnte; in der Regel befand sich zwischen der Bank und dem benachbarten Ufer eine mehr oder weniger breite sekundäre Rinne (Nebenrinne!), die der Talwegrinne (Hauptrinne!) oft beträchtliche Wassermengen entzog und dadurch zur Verschlechterung ihrer Schiffbarkeit beitrug. Die seltenen Fälle, in denen eine Geschiebebank ganz oder teilweise wenigstens an ihrem Nachbarufer anlag, beschränkten sich auf die konvexen Ufer einiger weniger Stromkrümmungen von günstiger Grundrißanordnung. In allen Stromstrecken, die keine Nebenrinnen aufwiesen, wo die Wassermassen also in der Talwegrinne allein konzentriert waren, konnten stets bessere Fahrwassertiefen festgestellt werden als in den Strecken mit Nebenrinnen, was ohne weiteres einleuchten dürfte. Besonders bemerkenswert ist, daß die Kiesbänke beim Vorwärtswandern stets auf derselben Seite der Talwegrinne blieben und im allgemeinen einen unveränderlichen Abstand von dem benachbarten Korrektionsufer einhielten, wie es jetzt noch auf der noch unregulierten Stromstrecke Straßburg—Basel der Fall ist. Ein Kreuzen des Talweges durch eine Geschiebebank findet nicht statt und kann auch gar nicht stattfinden, da der Stromschlauch sich zwischen den Bänken hindurchzwängen muß. Wenn es auch vorkommen mag, daß einzelne Kiesel den Talweg bei Hochwasser kreuzen, so steht doch unumstößlich fest, daß die in den Kiesbänken vereinigte, kumulierte Hauptmasse der Geschiebe stets auf derselben Seite des Talweges und bei ihrem Nachbarufer verbleibt. Dieses gesetzmäßige Verhalten zeigten die Kiesbänke in gleicher Weise und ohne Unterschied sowohl in den geraden wie auch in den gekrümmten Strecken des korrigierten Stromlaufs, so daß sie also auch — was mit allen Regeln der Hydrotechnik im Widerspruch zu stehen scheint — am konkaven Ufer auftraten, während der Talweg sich dem gegenüberliegenden konvexen Ufer näherte. Da die Talwegachse die Hoheitsgrenze zwischen Baden und dem Elsaß bildete, so behielt also jede Kiesbank beim Vorwärtsrücken ihre Staatsangehörigkeit bei, d. h. eine badische, rechts vom Talweg liegende Bank blieb badisch und eine elsässische blieb elsässisch, auch wenn sie im Laufe der Jahre und Jahrzehnte noch soweit talabwärts wanderten. Nur sehr selten kam es einmal vor, daß infolge langandauernder Hochwasser die Nebenrinne in einer konkaven, stark gekrümmten Stromstrecke tiefer wurde als die serpentinierende Talwegrinne, indem auf einer Schwelle der letzteren das Geschiebe zu hoch aufgelaufen war, wodurch dann die benachbarte, frühere Nebenrinne zur neuen Hauptrinne (Talwegrinne) wurde, und in diesem seltenen Falle wechselte dann die benachbarte Kiesbank ihre Lage zum Talweg und damit ihre Staatsangehörigkeit. Diese Verlegung des Talweges in die Nebenrinne einer gekrümmten Stromstrecke beweist immerhin eine gewisse Anziehungskraft des konkaven Ufers, allerdings konnte dieser Vorgang nur in Stromkrümmungen mit Halbmessern von weniger als 4000 m und auch da nur sehr selten beobachtet werden; Krümmungen mit größeren Halbmessern verhielten sich in dieser Hinsicht genau wie die geraden Stromstrecken, d. h. sie übten keine anziehende Wirkung auf den Talweg aus. Daß der Oberrhein sich scheinbar nicht um die Regeln und Lehrsätze der Hydrotechnik kümmert, indem er seine wandernden Kiesbänke ebenso an die konkaven wie an die konvexen und an die geraden Uferstrecken hinschiebt, ist im übrigen nicht zu verwundern, wenn man sich vor Augen hält, daß der korrigierte Strom sich nicht mehr in seinem natürlichen Zustande befindet, sondern daß wir es mit einem stark gestreckten, künstlichen Kanal zu tun haben, der zwischen seinen steilen steinernen Ufern in ein und demselben Bett auf leicht beweglicher Sohle die gewöhnlichen Sommerhochwasser, die Mittel- und die Niederwasser abzuführen hat. In Wirklichkeit befanden sich ja die in den Konkaven des Korrektionsbettes liegenden Kiesbänke doch stets an den Konvexen der natürlichen, wandernden Talwegrinne, deren Achse eben nicht mit der festliegenden Strombahnachse zusammenfällt. Wie die Kiesbänke beim Vorwärtswandern an

nähernd stets die gleiche Entfernung vom Nachbarufer einhielten, so bewahrten sie auch untereinander mit kleinen Abweichungen stets die gleichen Abstände, die zwischen 900 und 1000 m schwankten. Auf der 200 km langen Stromstrecke Basel—Sondernheim zählte man in der Regel 208 bis 209 Kiesbänke, wovon die eine Hälfte links, die andere Hälfte rechts des Talweges lag. Während sich nun diese Geschiebebänke bei Sondernheim (Speyer) infolge der Gefällabnahme und der größeren Widerstandsfähigkeit der lettenhaltigen Sohle, die die weitere Kolkbildung verhindert, auflösen und verschwinden, bilden sich von oben her durch die andauernde Erosion des Strombettes immer wieder neue, so daß ihre Zahl auf der genannten Strecke stets die gleiche bleibt.

Mehr als die wandernden Kiesbänke interessieren die Zustände und Vorgänge im Talweg, der ja als Rinne der größten aufeinander folgenden Tiefen von der Schiffahrt benutzt werden mußte. Betrachten wir einen Längenschnitt in der Talwegachse, so sehen wir eine stetige Folge von langen tiefen Kolken und von hochliegenden, die Kolke trennenden Schwellen. Es leuchtet ohne weiteres ein, daß zwischen Kolktiefe und Schwellenhöhe eine gewisse Beziehung bestehen muß, die dadurch zum Ausdruck kommt, daß jeweils auf einen tieferen Kolk eine höhere Schwelle folgt. Die Tiefen der Kolke zwischen Straßburg und Sondernheim betrugen im allgemeinen 8 bis 10 m unter dem Nullpunkte des Straßburger Rheinbrückenpegels, während die Schwellen eine durchschnittliche Höhenlage von 1,20 bis 1,40 m — manchmal noch mehr! — über diesem Pegelpunkte aufwiesen, so daß bei einem Niederwasserstande von + 2,00 m Straßburger Pegel oft nur Tiefen von 0,60 m oder noch weniger auf den Schwellen vorhanden waren. Diese hochliegenden Schwellen geboten der Schiffahrt naturgemäß bei niederen Wasserständen ein frühzeitiges Halt, während sie bei mittleren und höheren Ständen eine erhebliche Einschränkung der Ladetiefen der Kähne und dadurch erhöhte Frachtsätze bedingten. In der Regel erhöhten sich die Schwellen bei andauerndem, starkem Hochwasser, also gewöhnlich im Sommer, durch Geschiebeaufhäufung bedeutend, wogegen sie bei längerem Niederwasser, das in den Wintermonaten vorherrscht, infolge der Konzentrierung der Wassermassen in einem engeren Schlauch etwas „auskändelten", d. h. sich um einige wenige Dezimeter vertieften, wobei sie aber immer noch relative Höhenlagen von 1,00 bis 1,20 m über dem Nullpunkte des Straßburger Rheinbrückenpegels beibehielten, so daß bei Wasserständen von + 2,50 m an diesem Pegel nur noch Fahrwassertiefen von 1,40 m oder weniger auf denselben vorhanden waren. Bei noch niedrigeren Wasserständen mußte die Schiffahrt teils wegen der Unwirtschaftlichkeit des Betriebs, teils wegen der technischen Unmöglichkeit, die hohen Schwellen zu passieren, eingestellt werden. Folgende Tabelle gibt eine Übersicht über die Dauer der Fahrwassertiefen vor der Regulierung der Stromstrecke Sondernheim—Straßburg als Durchschnitt aus den Jahren 1881 bis 1900:

Fahrwassertiefen vor der Regulierung	Zeitdauer im Jahre
zwischen 1,40 m und 2,00 m	120 Tage
„ 2,00 „ „ 2,75 „	83 „
von 2,75 m und darüber . .	22 „
Gesamtdauer der jährlichen Schiffahrtzeit	225 Tage

An eine Beseitigung der Schwellen durch Wegbaggern konnte im Ernste nicht gedacht werden, denn dies wäre eine aussichtslose Sisyphusarbeit gewesen, die unendliche Kosten verschlungen und dabei nicht den geringsten Erfolg gehabt hätte. Wenn auch an jeder einzelnen der vielen Schwellen ständig ein Dampfbagger in Betrieb gestanden hätte, was unerschwingliche und wirtschaftlich nicht zu verantwortende Ausgaben verursacht haben würde, so hätte die Baggerung doch nichts genutzt, da sich die Geschiebeanhäufungen viel schneller — oft über Nacht — wieder bildeten, als sie durchbaggert werden konnten. Die annähernd gleich bleibende Zahl der Schwellen in der 85 km langen Stromstrecke Straßburg – Sondernheim betrug 91, der durchschnittliche Abstand von Schwelle zu Schwelle schwankte zwischen 930 und 950 m. Aber nicht nur die Höhenlage der Schwellen, sondern auch die ungünstige Richtung der Talwegrinne beim Übergang über sie bereitete der Schiffahrt große Nachteile und Gefahren; der Talweg überschnitt hier die Strombahnachse in sehr steilem, oft nur wenig von 90° abweichendem Winkel, so daß die Schiffe, insbesondere die Schleppzüge, die diesen schroffen Biegungen nicht folgen können, vielmehr die Stromachse in flachem, spitzem Winkel kreuzen müssen, beim Passieren der Schwellen an ihren Langseiten von der Strömung gepackt und aus ihrem Kurs geworfen wurden. Bei höheren Wasserständen streckten sich die Talwegübergänge zwar etwas, d. h. ihre Schnittwinkel mit der Stromachse wurden kleiner und spitzer, aber sofort mit dem Abflauen der Anschwellungen vergrößerten sich diese Schnittwinkel wieder so lange, bis bei Niederwasser die alte, ungünstige Lage der Rinne wieder hergestellt war. Wesentlich erhöht wurden die Schwierigkeiten des Durchfahrens der Talwegübergänge für die Schiffe noch durch die infolge der Gefällkonzentration erheblich verstärkte Strömungsgeschwindigkeit über den Schwellen, deren Überwindung an die Leistungsfähigkeit der zu Berg fahrenden Schleppdampfer beträchtliche Ansprüche stellte. Die schroffe, steile Richtung der Talwegübergänge hatte naturgemäß auch einen steilen Anfall der Rinne auf die Uferbauten und einen schroffen Richtungswechsel in den abwärts sich anschließenden Kolk zur Folge, ein Zustand, der zu häufigen Schiffsunfällen Anlaß gab, indem die Kähne nach Passieren einer Schwelle gewöhnlich auf der Talfahrt, mitunter aber auch auf der Bergfahrt an die steinerne Böschung des Korrektionswerkes geschleudert und stark beschädigt wurden. Wie die Schwellen durch ihre ungenügende Wassertiefe, so erschwerten die tiefen Kolke durch ihre geringe Breite, besonders in scharfen Stromkrümmungen, die Schiffahrt bei niederen Wasserständen außerordentlich, so daß Schiffshavarien in den Engen der Kolke an der Tagesordnung waren. Zu allen diesen Hindernissen und Erschwernissen des Schiffahrtbetriebes kamen noch die Momente der Unsicherheit und die Gefahren, die der Schiffahrt durch die starke Wirbelbildung der turbulenten Strömung sowie durch Bergwasser und sogenanntes „falsches Wasser" hinter den Kiesbänken drohten und jede Fahrt mit einem gewissen Risiko verknüpften, so daß die Versicherungsgesellschaften erhöhte Prämien für die auf der Strecke Sondernheim—Straßburg verkehrenden Schiffe und Frachtgüter verlangten. Es ist daher kein Wunder, daß die kilometrischen Schleppgebühren und Frachtsätze auf dieser Rheinstrecke unverhältnismäßig höher waren, als es durch das stärkere Stromgefälle allein bedingt gewesen wäre.

Die so geschilderten ungünstigen Zustände und Vorgänge in der Bettsohle waren also die Ursachen dafür, daß der korrigierte Strom oberhalb Sondernheim als Wasserstraße nur eine beschränkte Leistungsfähigkeit entwickeln und bei weitem nicht den Anforderungen entsprechen konnte, die von den Schiffahrttreibenden sowie von den Handels- und Industriekreisen an eine zeitgemäße Großschiffahrtstraße gestellt wurden. Offenbar war das seinerzeit lediglich aus Rücksichten und zum Zweck der Landesmelioration geschaffene, für den Abfluß der gewöhnlichen, mittleren Sommerhochwasser berechnete, 250 m breite Korrektionsbett viel zu breit für die geschlossene, konzentrierte Abführung der Niederwassermengen des Stromes, so daß sich die für die Großschiffahrt erforderlichen Mindestfahrwassertiefen von 2 m bei Kleinwasser nicht ausbilden konnten. Es war klar, daß nur durch weitere umfangreiche hydrotechnische Maßnahmen innerhalb des Mittelwasserbettes, d. h. durch dessen Ausbau auf Niederwasser eine dauernde weitere Verbesserung des Fahrwassers erzielt werden konnte, aber der Gedanke eines solchen Unternehmens erschien damals noch so ungeheuerlich, daß ihm noch nicht nähergetreten werden konnte. Man hielt es in den maßgebenden altelsässischen Kreisen für aussichtslos und unmöglich, ein solches Unternehmen auszuführen, da man der Ansicht war, daß alle Einbauten in das Korrektionsbett durch die gewaltigen, jährlich auftretenden Hochwasser und die elementare Geschiebeführung des Stromes zerstört und fortgerissen würden. So war es denn kein Wunder, daß die wirtschaftlich interessierten Kreise, besonders die elsaß-lothringischen Handelskammern im Jahre 1884 in zahlreichen Petitionen mit dem Verlangen an die reichsländische Regierung herantraten, die dringend notwendige, allen Bedürfnissen der Großschiffahrt genügende Wasserstraßenverbindung zwischen Straßburg und dem Mittelrhein durch einen linksrheinischen Seitenkanal herzustellen. Diesem Verlangen entsprechend ließ die Regierung einen bis ins einzelne gehenden Entwurf eines Großschiffahrtkanals Straßburg—Ludwigshafen mit einer Variante Straßburg—Speyer aufstellen, den sie im Jahre 1889 dem elsaß-lothringischen Landesausschuß zur Beschlußfassung und Bewilligung der Baukredite vorlegte. Die Kosten des Kanals bis Ludwigshafen waren zu 38 Millionen, diejenigen der Variante mit dem Endpunkte Speyer zu 32 Millionen Mark veranschlagt. Da das Land Elsaß-Lothringen diese hohen Summen allein nicht aufbringen konnte und weder vom Reiche noch vom Nachbarstaate Baden Kostenbeiträge zu erlangen waren, so mußte die Ausführung des Kanalplanes fallengelassen werden. Baden verhielt sich überhaupt ablehnend gegen einen linksrheinischen Seitenkanal, von dem es ja nur erheblichen Schaden durch die Ablenkung des Verkehrs auf das linke Rheinufer zu erwarten hatte. Nachdem so der Kanalplan gescheitert war, wandte sich das Interesse der Beteiligten wieder dem Rhein zu, und man begann sich wieder mit dem Studium der Frage zu beschäftigen, ob es nicht doch trotz aller technischen Schwierigkeiten möglich wäre, die gewünschte Großschiffahrtstraße durch Verbesserungsarbeiten innerhalb des korrigierten Strombettes herzustellen und zu erhalten. Mächtig gefördert wurde die Rheinfrage durch die im Jahre 1890 erschienene, Aufsehen erregende Druckschrift des badischen Oberbaudirektors Honsell: „Die Wasserstraße zwischen Mannheim-Ludwigshafen und Kehl-Straßburg; Kanal oder freier Rhein?". In

dieser Schrift lieferte Honsell den überzeugenden Nachweis, daß die Regulierung des Oberrheins, d. h. die Herstellung eines Niederwasserbettes und einer Fahrwasserrinne, die zu allen Zeiten des Jahres, also auch bei den niedrigsten Wasserständen den höchsten Verkehrsanforderungen gerecht werden konnten, möglich und sogar mit einem verhältnismäßig geringen Kostenaufwand — 12 bis 15 Millionen Mark — zu bewirken sei. Gleichzeitig stellte er einen Vergleich hinsichtlich der Leistungsfähigkeit und des Nutzens für die Schiffahrt zwischen reguliertem, freiem Strom und Seitenkanal an, einen Vergleich, der unwiderleglich die hohe Überlegenheit der freien Stromschiffahrt über die Kanalschiffahrt vor Augen führte. Auf dem regulierten Strom einfacher und unbeschränkter Betrieb mit den größten Schleppzügen und Fahrzeugen, große Fahrgeschwindigkeiten besonders zu Tal, Abgabefreiheit; auf dem Kanal dagegen langsame Fahrt, lästige, zeitraubende Aufenthalte an den vielen Schleusen, Beschränkung der Fahrzeuge durch die Schleusengröße, Betriebsunterbrechungen infolge Zufrierens des Kanals im Winter und infolge der häufigen Kanalsperren zur Vornahme von Ausbesserungs- und Instandsetzungsarbeiten im Sommer, Kanalgebühren usw. Mit Recht wies Honsell darauf hin, daß unter solchen Verhältnissen die Schiffahrttreibenden in den 7 bis 8 Monaten des Jahres, während deren der Oberrhein jetzt schon befahrbar sei, den freien Strom aufsuchen und nur zu Zeiten niedriger Rheinstände, also im Winter, den Kanal benutzen würden, falls letzterer dann nicht zugefroren wäre. So führte Honsell mit seinen überzeugenden Darlegungen vor Augen, welches Unding und welcher Widersinn es sei, mit ungeheuren Kosten einen nur beschränkt leistungsfähigen Seitenkanal zu bauen, wo man die Möglichkeit habe, mit ungefähr einem Drittel jener Kosten eine unbegrenzt leistungsfähige, ideale Schiffahrtstraße auf freiem Strom durch Regulierung des letzteren zu erhalten. Die Schrift Honsells verfehlte ihren Eindruck in Elsaß-Lothringen nicht. Sie gab den Anlaß zu den lebhaftesten Erörterungen über diese brennende Streitfrage in der Öffentlichkeit. In diesem langwierigen Kampfe der Meinungen trat es immer klarer zutage, daß das heißumstrittene Problem aus finanziellen und politischen Gründen nur durch eine Verbesserung der Fahrwasser- und Schiffahrtverhältnisse auf dem Rhein, also durch die Regulierung des korrigierten Stromes gelöst werden könnte. In diesem Sinne unternahm die elsaß-lothringische Regierung im März 1893 den ersten, entscheidenden Schritt bei der badischen Regierung, um die Angelegenheit endlich in Fluß zu bringen. Gemäß Beschluß der Konferenz der drei Uferstaaten zu Baden-Baden am 7. und 8. Oktober 1895 wurde Honsell mit der Aufstellung des Rheinregulierungsentwurfs für die Strecke Sondernheim (Speyer)—Straßburg betraut. Eine Regulierung der Stromstrecke Mannheim—Sondernheim war nicht notwendig, da sich auf dieser Strecke nach ihrer Korrektion ein gutes Fahrwasser ausgebildet hatte, das den Bedürfnissen und Ansprüchen der Großschiffahrt gerecht wird. Das angestrebte Ziel des Regulierungsunternehmens war die Schaffung einer festliegenden, unveränderlichen, genügend breiten Fahrwasserrinne, die bei normalem Niederwasser, d. i. bei einem Wasserstande von + 3,00 m am Maxauer und + 2,00 m am Straßburger Pegel überall eine geringste Fahrwassertiefe von 2,00 m aufzuweisen hatte, also dieselbe Fahrwassertiefe, die beim entsprechenden Niederwasserstande in der Gebirgsstrecke St. Goar—Bingen vorhanden war und ist. Der im Winter 1896/97 ausgearbeitete Entwurf Honsells, zu dessen Aufstellung zunächst umfangreiche, zeitraubende Vorarbeiten, wie Vermessung der ganzen, 85 km langen Stromstrecke, Aufnahme von Querprofilen in Abständen von je 100 m normal zur Strombahnachse, Anfertigung der Lagepläne usw., ausgeführt werden mußten, konnte am 10. Februar 1897 von der badischen Regierung den Regierungen Elsaß-Lothringens und Bayerns zur Prüfung und Stellungnahme übermittelt werden. Der Entwurf sieht auf der genannten Stromstrecke zwischen km 209 und km 124 (badische Uferteilung) ein innerhalb des Korrektionsbettes in Schlangenlinien von einem Ufer zum anderen verlaufendes Niederwasserbett vor, dessen Breite am unteren Ende (Sondernheim) 180 m und am oberen Ende (Straßburg - Kehl) 160 m — gemessen im normalen Niederwasserspiegel — beträgt. In der ideellen Regulierungssohle, d. h. 2,00 m unter dem normalen Niederwasserspiegel gemessen, sind die entsprechenden Breitenmaße um jeweils 30 m geringer, also 150 m bezw. 130 m. Die konstruktive Bildung des Niederwasserbettes wird durch je ein links- und rechtsufriges, gerippeartiges System von Querbauten verschiedener Länge bewirkt, die von den Korrektionswerken aus senkrecht oder schwach inklinant in den Strom hineinspringen und das Niederwasserbett zwischen ihren Köpfen gewissermaßen aus dem Korrektionsbett aussparen (Abb. 4).

Abb. 4.

Zur Vermeidung schädlicher Einwirkungen des Hochwassers auf die Sohlenverhältnisse und mit Rücksicht auf die Fahrtrichtung der Schiffe und Schleppzüge ist dem Lauf des Niederwasserbettes eine möglichst gestreckte Richtung gegeben worden. Im übrigen schmiegt es sich, den Regeln der Hydrotechnik folgend, in den Stromkrümmungen tunlichst dem konkaven Ufer an und berührt die Mündungen der Häfen und die Anlandestellen sowie, wenn irgend möglich, die Einmündungen der Nebenflüsse. Nicht bei allen Seitengewässern konnte das Niederwasserbett den Mündungen nahe gebracht werden, da es am gegenüberliegenden konkaven Ufer entlanggeführt werden mußte; so kamen die Mündungen der Jll, der Moder und des Sauerbaches bei der Linienführung des Entwurfs nicht unmittelbar an die Konkaven des Niederwasserbettes zu liegen, was zwar mißlich, aber insofern unbedenklich war, als die Mündungsstrecken dieser Gewässer für die Schiffahrt nicht in Betracht kommen. Wesentlich mitbestimmend für die Lage und Richtung des Niederwasserbettes waren auch die über den Strom führenden festen und beweglichen Brücken, die naturgemäß nur rechtwinklig und an einem der beiden Korrektionsufer gekreuzt werden durften. Die Streckung des geplanten Niederwasserbettes war übrigens so weitgehend, daß es nur 46 Übergänge, d. h. Überschneidungen, der Strombahnachse aufzuweisen hatte, gegenüber den 91 Schwellen des natürlichen, wandernden Talweges. Im Mittel betrug daher der Abstand zweier aufeinander folgender Übergänge im Entwurf rd. 1,850 km gegenüber 0,940 km beim natürlichen Talweg. In den großen Stromkrümmungen, wo das Niederwasserbett auf längere Erstreckung dem konkaven Ufer anliegt, ergibt sich naturgemäß ein erheblich größerer Abstand der Übergänge, stellenweise bis zu 3 km und mehr, während er in den geraden Strecken bis auf 1,00 km herabgeht. Innerhalb des serpentinierenden Niederwasserbettes des Entwurfs schlängelt sich in sanften Windungen und Gegenwindungen die unterhalb der Murgmündung 92 m, oberhalb von ihr 88 m breite Fahrrinne, die ja das eigentliche Ziel der Regulierung bildet, während das Niederwasserbett das Mittel zur Erreichung dieses Zieles darstellt. Die angestrebte Tiefe von 2,00 m bei normalem Niederwasserstande (+ 2,00 m am Straßburger Pegel!) braucht für die Zwecke der Schiffahrt nur in dieser Fahrwasserrinne vorhanden zu sein, außerhalb ist sie nicht nötig und aus hydrologischen Gründen auch nicht möglich. Die Fahrwasserrinne bewegt sich nun innerhalb des Niederwasserbettes dergestalt, daß sie sich in dessen Krümmungsscheiteln jeweils an seine konkave Begrenzungslinie anlegt, von da aus mit stetig abnehmendem Krümmungsmaß durch die Mitte des Inflexionsprofils des Niederwasserbettes verläuft, woselbst ihre Krümmung = null ist, und sich von hier aus wieder mit stetig wachsender Gegenkrümmung nach dem folgenden Krümmungsscheitel hin wendet. Die Achslinien (Mittellinien) der Fahrwasserrinne und des Niederwasserbettes haben also dieselben Krümmungsmittelpunkte in den Scheitelpunken, wo die Krümmungshalbmesser am kleinsten sind, und dieselben Wendepunkte im Schnitt mit der Strombahnachse, woselbst ihre Krümmungshalbmesser = ∞ werden. Die einzelnen, zwischen den Wende- und Scheitelpunkten liegenden Zweige sowohl der Fahrwasserachse als der Mittellinie des Niederwasserbettes bilden Teile von Lemniskaten, welche Kurven die Bedingung des stetig und allmählich, ohne Sprung von 0 bis zu einem bestimmten endlichen Höchstwert schwankenden Krümmungsmaßes am besten erfüllen und nach den Untersuchungen Fargues die günstigste Linienführung für die Regulierung von Flüssen mit beweglicher Sohle darstellen. Letzteres leuchtet ohne weiteres ein, wenn man sich erinnert, daß die Fliehkraft der in Krümmungen mit der mittleren Geschwindigkeit v bewegten Wasserteilchen proportional dem Ausdrucke $\frac{v^2}{\varrho}$ ist, also bei gleichbleibendem v nur dann stetig und ohne Sprung sich ändert, wenn der Krümmungshalbmesser von Punkt zu Punkt der Kurve allmählich und stetig sich ändert, was eben bei der Lemniskate der Fall ist. Ändert sich aber die Fliehkraft der Wasserteilchen stetig und nur ganz allmählich, so verhält es sich ebenso mit der auf die Sohle und die Bettwandungen einwirkenden Stoß- und Schleppkraft, und die Folge davon ist eine regelmäßige, stetige Ausbildung des Flußschlauches und der Fahrwasserrinne. Für die Konstruktion der Lemniskatenzweige in den Entwurfsplänen wurde die auf die Wendetangente des Wendepunktes als Polare bezogene, bequeme Polargleichung $r = R \cdot \sqrt[(n-1)]{\sin(n-1)\alpha}$ benutzt, worin r den Fahrstrahl (Radiusvektor) und α den zugehörigen Polarwinkel bezeichnet, während R und n konstante Größen darstellen, die von der für jeden Fall besonders zu wählenden Lage und Richtung der Wendetangente und von der Entfernung des Krümmungsscheitels S vom Wendepunkte J abhängen. In Abb. 5 ist JS der größte vorkommende Fahrstrahl, der den Wendepunkt (Pol) J mit dem am Korrektionsufer liegenden Kurvenscheitel S verbindet, n das konstante Winkelverhältnis $\frac{\sphericalangle SVT}{\sphericalangle SJT}$ und α der von Null bis zum Maß des $\sphericalangle SJT$ wachsende Polarwinkel für

einen beliebigen Punkt P der Kurve. Mit V ist der Schnittpunkt der mit der Strombahnachse parallelen Scheiteltangente durch S mit der Wendetangente durch J bezeichnet. Der Parameter R ist bestimmt durch die Gleichung $R = \frac{JS}{\sqrt[(n-1)]{\sin \sphericalangle JSV}}$. Das konstante Winkelverhältnis n muß stets > 2 gewählt werden, da für $n = 2$ die entstehende Kurve ein Kreisbogen wird, was unbedingt vermieden werden soll.

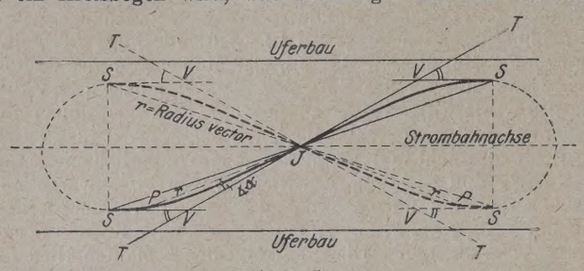


Abb. 5.

Diese lemniskatische Linienführung der Achsen der Fahrwasserrinne und des Niederwasserbettes ist auf der ganzen Regulierungsstrecke streng eingehalten worden mit Ausnahme weniger Stellen, an denen die örtlichen Verhältnisse zum Abweichen zwangen. So mußten kurze, 430 bis 500 m lange geradlinige Strecken vor dem Neuburgweierer Steinlagerplatz, vor der Plittersdorfer Landungsstelle sowie zwischen der Roppenheimer Eisenbahnbrücke und dem Iffezheimer Altrhein eingeschaltet werden, während in den großen und langen Stromkurven bei Maxau, Lauterburg, Söllingen, Greffern, Drusenheim und Straßburg auf größere Erstreckung der Strombahnachse konzentrische Kreisbogen angeordnet werden mußten, um die Fahrwasserrinne an das konkave Korrektionsufer anzuschmiegen. Aber auch hier ist beim Übergang aus dem Kreisbogen in die lemniskatische Linienführung jede Unstetigkeit und sprungweise Änderung des Krümmungsmaßes insofern vermieden worden, als die an einen Kreisbogen anschließende Lemniskate so berechnet wurde, daß ihr Krümmungshalbmesser im Scheitelpunkt ebenso groß war wie der Halbmesser des betreffenden Kreisbogens. Da der Krümmungshalbmesser der Lemniskate in einem beliebigen Punkte P, also auch in ihrem Scheitelpunkte S, durch die Formel $\varrho = \frac{r}{n \sin (n-1)\alpha}$ gegeben ist, so war nur notwendig, diesen Ausdruck dem Werte des Kreisbogenhalbmessers R gleichzusetzen und diese Gleichung nach n aufzulösen, um die Formel für die Konstruktion der Lemniskate zu erhalten. Für die Festlegung und seitliche Begrenzung der Fahrwasserrinne sind im Entwurfe keinerlei Bauwerke vorgesehen worden; die Ausführung solcher Bauten innerhalb des Niederwasserbettes wäre auch im Hinblick auf die gewaltige Hochwasser- und Geschiebeführung des Stromes bei dem heutigen Stande der Wasserbautechnik ein Ding der Unmöglichkeit. Vielmehr soll sich die Fahrwasserrinne, deren im Entwurfsplan eingezeichneten, seitlichen Begrenzungslinien eigentlich nur theoretische Linien sind, allein infolge der lemniskatisch gewundenen Linienführung und unter dem mechanischen Zwang der eigentümlichen Querprofilgestaltung des Niederwasserbettes annähernd so ausbilden und erhalten, wie es in den Lageplänen dargestellt ist. Da das Fahrwasser das eigentliche Ziel des Regulierungsunternehmens, das Niederwasserbett dagegen nur das Mittel zur Erreichung des Zieles ist, so wurde bei der Entwurfaufstellung zuerst die angestrebte, für die Schiffahrt günstigste Fahrwasserrinne in den Plänen eingetragen und das Niederwasserbett erst daraufhin gewissermaßen der Fahrwasserrinne umschrieben.

Die Breiten des Niederwasserbettes ergeben sich aus den Querprofilen, deren Flächen aus der Gleichung $Q = Fv$ ermittelt wurden, worin F die Fläche des Wasserquerschnitts, v die mittlere Wassergeschwindigkeit in diesem und Q die sekundliche Durchflußmenge bezeichnen. Da das relative Stromgefälle J von Sondernheim aufwärts nach Straßburg hin allmählich erheblich anwächst, die sekundliche Wassermenge aber oberhalb der Einmündung eines jeden Nebenflusses kleiner wird, so ist ohne weiteres klar, daß für die Durchführung einer konstanten Tiefe eine entsprechende Verminderung der Breite stromaufwärts zu erfolgen hat. Die für die hydraulische Rechnung in Betracht kommenden kilometrischen Gefälle sind in der nebenstehenden Tabelle übersichtlich zusammengestellt.

Als sekundliche Durchflußmengen bei normalem Niederwasser (n. N. W.) sind im Entwurfe angenommen worden: 500 m³ auf der Strecke Kleiner Rhein (Straßburg) bis zur Kinzigmündung, 508 m³ von letzterer bis zur Jllmündung, 520 m³ von dieser bis zur Murgmündung und 525,5 m³ von da ab bis Sondernheim. Die Zuflußmengen der übrigen Seitengewässer fallen, weil zu unbedeutend, nicht ins Gewicht und wurden daher vernachlässigt. Der Berechnung der

Stromstrecke	Längen in km	Gefälle auf 1 km
von Sondernheim bis Leopoldshafen .	7,45	0,25 m
„ Leopoldshafen bis Maxau	8,81	0,33 „
„ Maxau bis Lauterburg	13,03	0,36 „
„ Lauterburg bis Selz (Plittersdorf) .	9,05	0,43 „
„ Selz (Plittersdorf) bis Fort-Louis .	12,74	0,47 „
„ Fort-Louis bis Gambsheim . . .	19,07	0,54 „
„ Gambsheim bis Straßburg (Kehl) .	14,85	0,57 „
bei Straßburg (Kehl) selbst	—	0,63 „
	85,00	

mittleren Profilgeschwindigkeit v ist die bewährte Formel von Ganguillet und Kutter:

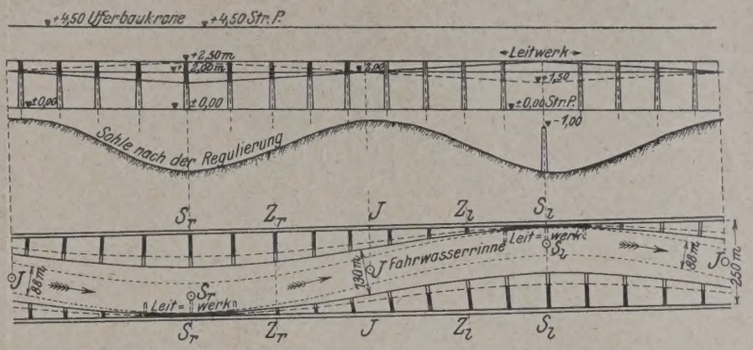
$$v = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{RJ}$$

zugrunde gelegt worden, worin n den Rauhigkeitsgrad, J das relative Gefälle und R den hydraulischen Halbmesser $= \frac{F}{p}$, d. h. $\frac{\text{Querschnittfläche}}{\text{benetzten Umfang}}$ bezeichnen. Für den Rauhigkeitsgrad n, der bekanntlich mit der Korngröße der Geschiebestücke und der verhältnismäßigen Menge des Geschiebes wächst, hat der Entwurf folgende Werte eingesetzt: $n = 0{,}026$ bis $0{,}030$ für die Stromstrecke von Speyer bis zur Lauter, $n = 0{,}030$ von der Lauter bis zur Murg, $n = 0{,}032$ von der Murg bis zur Jll und $n = 0{,}035$ für die oberste Strecke mit dem gröbsten Geschiebekaliber von der Jll bis zum Kleinen Rhein (Straßburg). Während die Gefällzunahme von Sondernheim aufwärts eine allmähliche, stetige Breitenverminderung bedingt, führt die sprungweise Abnahme der Durchflußmenge oberhalb der Einmündungen der größeren Seitengewässer zu einer stufenweisen Einschmälerung des Niederwasserbettes. Auf Grund der Ergebnisse der hydraulischen Berechnungen, die übrigens mit den Ergebnissen der Untersuchung der vorhandenen Rinnenbreiten annähernd übereinstimmten, kam der Entwurfsverfasser zur Wahl folgender veränderlichen Breitenentwicklung des Niederwasserbettes.

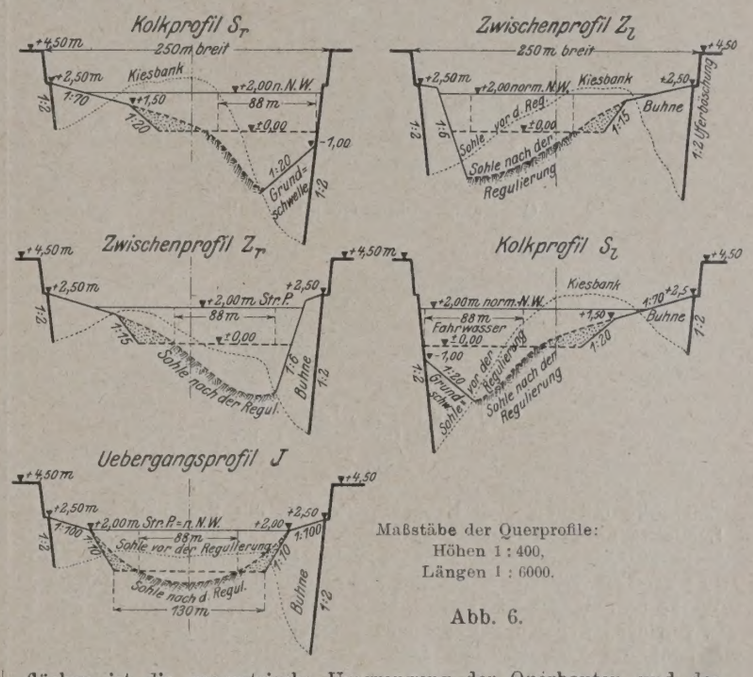
Von Sondernheim bis zur Murgmündung verjüngt sich die Breite, im Niederwasserspiegel gemessen, von 180 m nach und nach auf 174 m. An der Murgmündung nimmt sie sprungweise um 2 m ab und verkleinert sich von 172 m allmählich auf 167 m bei der Jllmündung, woselbst eine stufenweise Verminderung auf 163 m stattfindet. Dieses Maß wird bis zur Kinzigmündung beibehalten, wo es wieder sprungweise auf 160 m eingeschmälert wird. Zwischen der Kinzigmündung und dem Kleinen Rhein (Straßburger Hafenmündung!) bleibt die Breite konstant = 160 m. Die entsprechenden Breiten in der ideellen Regulierungssohle, d. h. 2 m unter dem normalen Niederwasserspiegel gemessen, sind jeweils um 30 m kleiner als die angegebenen Wasserspiegelbreiten. Die Sohlenlinien der Querschnitte des Niederwasserbettes können naturgemäß wegen der Beweglichkeit des kiesigen Untergrundes keine wagerechten Geraden bilden, vielmehr wird ähnlich wie bei den natürlichen Querprofilen des unregulierten Stromes ein Teil der Sohlenlinien tiefer, ein anderer Teil entsprechend höher als die bei der hydraulischen Berechnung angenommene theoretische wagerechte Sohle liegen, d. h. die angestrebte Mindesttiefe von 2 m bei normalem Niederwasser wird nicht auf der ganzen Sohlenbreite, sondern nur über einem Teile davon vorhanden sein. Eine gleichbleibende Tiefe von 2 m auf die ganze Breite des Niederwasserbettes ist auch nicht erforderlich, vielmehr wird den Bedürfnissen der Großschiffahrt genügt, wenn diese Tiefe zwischen Sondernheim und der Murgmündung auf eine Breite von 92 m und zwischen der Murgmündung und Straßburg auf eine solche von 88 m vorhanden ist. Eine Breite des Fahrwassers von 88 m reicht vollständig aus zum sicheren Aneinandervorbeifahren eines Bergschleppzuges mit drei großen Anhangkähnen und eines Talschleppzuges mit zwei gekuppelten Anhangschiffen, wobei noch genügende Spielräume sowohl zwischen den sich begegnenden Schiffen als auch an den beiden Rändern des Fahrwassers vorhanden sind. Abwärts der Murgmündung ist deshalb eine größere Fahrwasserbreite notwendig, weil die aus der Murg kommenden Flöße eine um 4 m größere Breite haben als die nebeneinander gekuppelten Kähne eines 23 m breiten Talschleppzuges. Während die Murgflöße eine Breite von 27 m haben dürfen, ist diejenige der Kinzigflöße durch die Rheinschiffahrt-Polizeiordnung auf 17 m, also auf weniger als die Breite eines Talschleppzuges beschränkt. Die Ausbildung der angestrebten Fahrwasserrinne wird durch den serpentinierenden Lauf des Niederwasserbettes und durch die eigenartige Gestaltung seiner veränderlichen Querschnitte nach hydromechanischen Gesetzen erzwungen. Abgesehen von den durch die Wendepunkte der Fahrwasserachse gehenden Übergangsprofilen sind alle übrigen Querschnitte unsymmetrisch geformt. Charakteristische

Profile sind außer den symmetrischen Übergangsquerschnitten die durch die Krümmungsscheitel der Niederwasserrinne gelegten, sogenannten Kolkprofile, die eine gewisse Ähnlichkeit mit den durch die Scheitelpunkte der natürlichen, unregulierten Talwegrinne gehenden Querschnitten haben. Auch das künstliche Niederwasserbett muß Kolke und Schwellen aufweisen, dies liegt in der Natur des Stromes mit beweglicher Sohle, aber die relativen Höhenunterschiede zwischen Kolktiefen und Schwellenhöhen sind in der Niederwasserrinne erheblich gemildert, wie ja überhaupt durch die Regulierung alle extremen, absonderlichen und ungesunden Formen und Zustände des Strombettes verbessert werden sollen. Zwischen jedem linksufrigen Kolkprofil und dem nächstfolgenden, inversen rechtsufrigen Kolkprofil findet eine stetige, fortlaufende Abänderung und Umwandlung der Querschnitte statt dergestalt, daß gleichweit oberhalb und unterhalb des Wendepunktes liegende Profile sich wie Spiegelbilder zueinander verhalten. Diese Abänderung der Querschnitte unterbleibt naturgemäß in denjenigen Stromkrümmungen, in denen das Niederwasserbett und die Fahrwasserrinne auf längere Erstreckung am konkaven Korrektionsufer anliegen; in solchen gekrümmten Stromstrecken muß natürlich das Kolkprofil auf die ganze Länge der gemeinschaftlichen Berührungslinie unverändert durchgeführt werden. Zur konstruktiven Erzeugung des Niederwasserbettes innerhalb des Korrektionsbettes wendet der Entwurf ein gemischtes Bausystem, also Querbauten und Leitwerke an. Von jedem Korrektionsufer aus ragt ein Gerippe von Buhnen veränderlicher Länge in den Strom hinein, deren Kopfböschungen das Niederwasserbett seitlich begrenzen. Abgesehen von den in den Konkaven angeordneten, sich auf $^1/_4$ des Abstandes zwischen dem Krümmungsscheitel und dem Wendepunkte erstreckenden Leitwerken, sind die Wandungen des Niederwasserbettes weiter nicht künstlich befestigt. Es ist angenommen, daß sich die Zwischenräume zwischen den einzelnen Querbauten nach und nach so verkiesen, daß sich mit der Zeit natürliche, flache Uferböschungen der Niederwasserrinne bilden werden. Von Grundschwellen (versenkten Buhnen) macht der Entwurf nur geringen Gebrauch; sie sind auf das Kolkprofil beschränkt und kommen daher nur in den Krümmungsscheiteln des Niederwasserbettes und in solchen Strombiegungen vor, in denen die Fahrwasserrinne auf größere Länge sich ans konkave Ufer anschmiegt. Die Grundschwellen — mit diesem Namen werden alle Querbauten bezeichnet, die ganz unter der ideellen Regulierungssohle liegen, also mit keinem Teile über sie hinausragen — haben den Zweck, die vorhandenen, allzu tiefen Kolke zu verbauen und die Bildung neuer zu verhindern. Ihre Aufgabe ist daher nicht minder wichtig als die der Buhnen, denn durch die Verhinderung der Ausnagung tiefer Kolke wird gleichzeitig die Bildung der hochliegenden, der Schiffahrt hinderlichen Talwegschwellen verhütet, da die Geschiebeanhäufungen der Schwellen und Kiesbänke in Wirklichkeit nichts anderes sind als die Erosionsmassen der Kolke. Das Rückengefälle der Grundschwellen ist zu 1 : 20 angenommen, ihre Wurzelpunkte, d. h. die Schnittpunkte ihrer Rückenlinien mit der Böschung des Korrektionsufers, liegen durchweg 1 m unter der ideellen Regulierungssohle, also auf Kote — 1 m Straßburger bezw. + 0,00 m Maxauer Pegel. Mit Rücksicht auf einen ungehinderten Hochwasserabfluß und auch zur Vermeidung einer Steigerung der Wassergeschwindigkeit schon bei mittleren Wasserständen ist das Niederwasserbett nicht höher eingefaßt, als es die Ausbildung des guten Fahrwassers durch Konzentrierung des Kleinwassers verlangt, also durchschnittlich nicht höher als bis zum normalen Niederwasserspiegel. Zur Erzielung einer Abänderung der Querschnitte, wodurch eine Festlegung der Kolke und Schwellen an bestimmten, unveränderlichen Stellen bewirkt sowie gleichzeitig erreicht wird, daß die Kolke nicht zu tief und die Schwellen nicht zu hoch werden, ist die Höhe der Begrenzung des Niederwasserbettes nicht gleichmäßig, sondern in der Weise durchgeführt worden, daß nur an den Übergangsstellen (Wendepunkten) die beiden Ränder des Niederwasserbettes genau im Niederwasserspiegel, also in der Höhe + 2 m Straßburger Pegel (+ 3 m Maxauer Pegel!) liegen; von hier aus fallen die Randlinien gegen den Scheitel der Konvexen um 0,5 m und steigen um ebensoviel gegen den Scheitel der Konkaven, wo sie in die Böschung des Uferbaues einlaufen. Diese Randlinien bilden gewissermaßen die geometrischen Örter oder auch die Leitlinien für die Buhnenköpfe. Die Buhnenwurzeln am Korrektionsufer liegen durchweg 0,5 m über dem normalen Niederwasserspiegel. Die Neigung der Fläche zwischen dem Rande des Niederwasserbettes und dem Uferbau beträgt im Scheitel der Konvexen ungefähr 1 : 70; sie verflacht sich dann bis zum Übergangspunkt gleichmäßig und allmählich bis zu 1 : 100; von hier an bis zum Scheitel der Konkaven nimmt die Breite dieser Fläche stetig ab bis zu Null. Für die von der Randlinie — Streichlinie der Buhnenköpfe — gegen die Sohle des Niederwasserbettes abfallende Böschung ist im Scheitel der Konvexen das Steigungsverhältnis 1 : 20, im Übergang beiderseits 1 : 10 und im Scheitel der Konkaven 1 : 2 gewählt worden mit entsprechend interpolierter, allmählicher Überleitung der Neigungen in den Zwischenprofilen. Durch diese Leitlinien und Leitflächen ist die geometrische Umgrenzung der Querbauten und der Leitwerke eindeutig bestimmt und festgelegt. Abb. 6 gibt ein schematisches Bild von der konstruktiven Anordnung des Niederwasserbettes nach Honsell in einer geraden Stromstrecke.

Längenschnitt. Maßstab der Höhen 1 : 400, der Längen 1 : 20 000.



Grundriß. Maßstab 1 : 20 000.

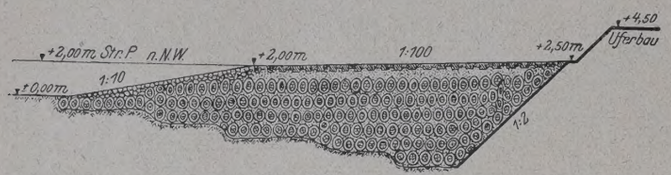


Maßstäbe der Querprofile:
Höhen 1 : 400,
Längen 1 : 6000.

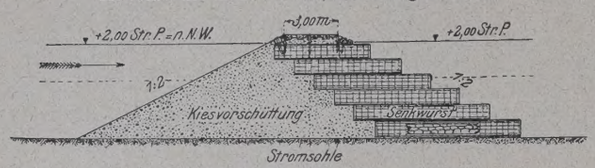
Abb. 6.

In den gekrümmten Stromstrecken, in denen die Konkave des Niederwasserbettes diejenige des Korrektionsbettes nur in einem Punkte, dem Scheitelpunkte, berührt, ist die Anordnung dieselbe wie in den geraden Strecken, während in solchen Stromkrümmungen, in denen das Niederwasserbett auf längere Erstreckung am hohlen Korrektionsufer anliegt, natürlich ein und dasselbe Kolkprofil auf die ganze Länge der Berührungslinie durchgeführt ist. Bei der Längenverteilung der Querbauten im Grundriß ist darauf Bedacht genommen worden, daß die sich gegenüberliegenden Buhnen möglichst in einen zum Stromstrich annähernd rechtwinkligen Querschnitt zu liegen kommen. Als Maß des gegenseitigen Abstandes der Querwerke in den Konvexen und in den Übergangsstrecken wurde das $1^1/_2$fache ihrer Länge, diese gerechnet von der Wurzel der Buhne bis zum Schnittpunkte der Kopfböschung mit der ideellen Regulierungssohle, gewählt; die kurzen Buhnen liegen also hier wesentlich näher beieinander als die langen, was der Natur der Sache durchaus entspricht. In den Konkaven mußten sich naturgemäß aus der Gegenüberstellung der Buhnen größere Abstände ergeben, obschon hier noch Zwischenwerke eingeschaltet sind. Auch die in den Kolken der Konkaven angeordneten Grundschwellen sind so gelegt, daß sie tunlichst in die Richtung der gegenüberliegenden Buhnen der Konvexen fallen. Die Richtung der Buhnen gegen die Strombahnachse ist im Entwurf so gewählt, daß die Längsachsen dieser Werke jeweils in der Strecke vom Scheitel der Konkaven stromab bis zum Scheitel der Konvexen rechtwinklig zur Sohlenbegrenzungslinie des Niederwasserbettes, in der Strecke vom Scheitel der Konvexen stromab bis zum Scheitel der Konkaven dagegen normal zum Korrektionsuferbau stehen, woraus sich eine schwach inklinante Buhnenlage ergibt. Die konstruktive Ausbildung der Querbauten und Leitwerke zeigt Abb. 7.

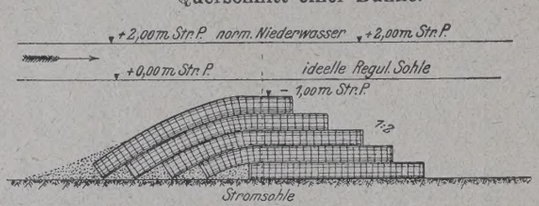
Der Querschnitt der Buhnen und Grundschwellen hat näherungsweise die Gestalt eines gleichschenkligen Paralleltrapezes mit einer Kronenbreite von 3 m und beiderseits zweifachen Böschungen. Die



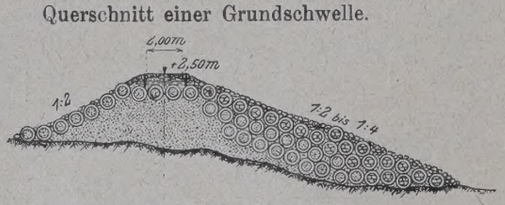
Längenschnitt einer Buhne.
Maßstab der Höhen 1 : 400, der Längen 1 : 800.



Querschnitt einer Buhne.



Querschnitt einer Grundschwelle.



Querschnitt eines Leitwerkes.
Maßstab der Querschnitte 1 : 400.

Abb. 7.

Leitwerke erhalten eine Kronenbreite von nur 2 m und nach der Landseite zweifache Böschungsflächen, während die Steigungen der wasserseitigen Böschungen von 1 : 2 im Krümmungsscheitel bis zu 1 : 4 am Leitwerkende stetig und allmählich abnehmen. Die Höhe der Werke ist naturgemäß verschieden und schwankend, denn sie hängt ja von der jeweiligen, zur Zeit der Bauausführung gerade vorhandenen, fortwährend veränderlichen Lage der Stromsohle ab. Es kommen daher Querbauten mit Höhen bis zu 8 m und mehr vor. Der stromab gewendete Teil der Buhnen soll aus Senkfaschinen („Senkwürste" genannt!), der übrige Teil der Baukörper aus Kiesschüttung, die mit dem Aufbau der Senkwürste stets gleichen Schritt zu halten hat, hergestellt werden. Der Körper der Grundschwellen soll nur aus Senkwalzen bestehen. Die Leitwerke zeigen als inneren Kern eine Kiesschüttung, deren Kopf und Seitenböschungen durch Senkwurstreihen gesichert und geschützt sind. Die Krone der Buhnen und Leitwerke soll nach dem Entwurf mit Rauhwehr gedeckt und außerdem bei den Buhnen durch Stückpflaster, bei den Leitwerken durch Steinablage befestigt und beschwert werden. Zur besseren Befestigung der Kronensteine der Buhnen und Leitwerke sind anstatt der üblichen Randwürste drei Reihen Flechtzäune vorgesehen. Die zur Anwendung kommenden Senkfaschinen (Senkwalzen oder „Senkwürste") sind kreiszylindrische, 0,80 bis 0,90 m dicke, 5 bis 11 m lange Walzen, die aus einer Füllung von Bruchsteinen oder grobem Kies und einer 8 bis 10 cm starken, mit Draht umbundenen Faschinenumhüllung bestehen und von schwimmenden Gerüsten (sog. „Senkbrücken") aus im Strom abgeworfen werden sollen. Auf der Strecke abwärts der Murgmündung kommen für die Füllung der Senkwürste nur Bruchsteine in Betracht, da das Kaliber des Rheinkieses daselbst zu dem gedachten Zweck nicht mehr grob genug ist. Bemerkenswert sind auch die im Entwurf für den Buhnenbau vorgesehenen, sog. „gemischten" Senkwürste, deren stromauf gerichtete Hälfte mit grobem Kies und deren andere Hälfte mit Bruchsteinen angefüllt wird. Für die Füllung der zum Grundschwellenbau dienenden Senkwalzen sollen nach dem Entwurfe ausschließlich nur schwere, große Bruchsteine zur Verwendung gelangen. Als Materialbedarf für 1 lfd. m mit Bruchsteinen gefüllte Senkwurst von 0,90 m Durchm. wurden angenommen 1,3 Stück Ordonnanzfaschinen (4 m lang und 0,30 m dick), 0,225 m³ Bruchsteine und 0,25 kg Bindedraht von 2,04 mm Stärke (westf. Lehre Nr. 14); für die mit Kies gefüllten Würste sind für 1 m Länge 1,6 Stück Faschinen, 0,225 m³ grober, sandfreier Kies und 0,25 kg Bindedraht wie vorstehend in Ansatz gestellt.

Zum Zwecke der Überleitung der Regulierungsstrecke am oberen Ende bei Straßburg-Kehl in die unregulierte Stromstrecke sah der Honsellsche Entwurf unmittelbar oberhalb km 124,0 (badische Uferteilung!) eine das ganze Strombett von einem Ufer zum anderen durchquerende wagerechte Sohlenschwelle vor, deren Oberkante auf — 4 m Straßburger Pegel angenommen war. Diese Grundschwelle sollte eine Krone von 4 m Breite und Böschungen von 1 : 4 stromab und von 1 : 2 stromaufwärts, dazu noch nach unterstrom einen als Abfallpritsche dienenden Vorfuß erhalten. In der Nähe der beiden Ufer, an denen Kolke bis zu Tiefen von 10 m und mehr unter dem Nullpunkte des Straßburger Rheinbrückenpegels entstehen, war die Höhe des Schwellenkörpers auf 6 bis 8 m, in der Strommitte, wo die natürliche Bettsohle sich nicht soweit zu vertiefen pflegt, dagegen nur auf 4 m bemessen. Zur Herstellung dieser Sohlenschwelle sollten mit Bruchsteinen gefüllte 0,90 m dicke Senkwürste von 8 bis 12 m Länge verwendet werden. Der Zweck der Grundschwelle war nach der Absicht des Entwurfsverfassers, das Wandern des Talweges am oberen Ende der zu regulierenden Stromstrecke durch Verhindern der Kolkbildungen und durch Auflösung der von oben heranrückenden Kiesbänke aufzuheben. Auch sollte durch diese Querverbauung des Strombettes verhütet werden, daß, wenn trotz aller Vorsicht am oberen Ende der Regulierungsstrecke die Sohle infolge der vorgenommenen Abkürzung der Talwegrinne sich senken sollte, diese Senkung sich weiter stromaufwärts fortpflanzen könnte, wodurch nicht nur eine außerordentliche Verstärkung der Geschiebezufuhr in die regulierte Strecke verursacht, sondern auch die Sicherheit der Pfeilerfundamente der bei km 123,6/7 den Strom kreuzenden Brücken gefährdet worden wäre. Die Gesamtkosten für die Ausführung des Regulierungsunternehmens waren von Honsell zu 10 513 600 Mark veranschlagt worden. Für die programmmäßige Durchführung des ganzen Werkes rechnete er mit einem Zeitraum von 14 Jahren, wovon neun Jahre auf die „erste Anlage" und fünf Jahre auf den weiteren Ausbau entfielen.

Nach vorläufiger Prüfung dieses — wie bereits oben erwähnt — am 10. Februar 1897 der elsaß-lothringischen und der bayerischen Regierung übermittelten Entwurfs durch die reichsländischen Rheinbaubeamten erklärte sich der Kaiserliche Statthalter in Elsaß-Lothringen im wesentlichen damit einverstanden und schlug den beteiligten Regierungen die Einleitung von Verhandlungen über die Verteilung der Kosten des Unternehmens vor. Auch Bayern stimmte dem Honsellschen Entwurfe zu. In der daraufhin vereinbarungsgemäß zu Lindau i. B. in der Zeit vom 18. bis 20. Juli 1898 abgehaltenen Besprechung kam jedoch eine Einigung in der Frage der Kostenverteilung nicht zustande, da die elsaß-lothringischen Kommissare an ihrem von jeher eingenommenen Standpunkte festhielten, daß diese Verteilung im Verhältnis der auf die Regulierungsstrecke entfallenden Uferlängen der drei Staaten zu geschehen habe, während die Vertreter Badens und Bayerns die Größe und das Gewicht des Interesses jedes Uferstaates an dem Unternehmen als Verteilungsmaßstab zugrunde gelegt wissen wollten. Aber auch in rein technischer Hinsicht hatten sich auf dieser Lindauer Besprechung weitgehende, grundsätzliche Meinungsverschiedenheiten und Gegensätze zwischen dem elsaß-lothringischen Wasserbaudirektor, Ministerialrat Willgerodt, und dem badischen Oberbaudirektor Honsell herausgestellt. Die Konferenz faßte daher den Beschluß, daß der elsaß-lothringische Wasserbaudirektor die von ihm vorgeschlagenen Änderungen in einer besonderen Denkschrift begründen und gleichzeitig einen entsprechenden Abänderungsentwurf aufstellen und vorlegen sollte. Dieser Abänderungsentwurf mit Denkschrift und Kostenanschlag wurde bereits am 7. Dezember 1898 vom Kaiserlichen Statthalter den beteiligten Regierungen übermittelt. Die in Betracht kommenden Abänderungsvorschläge Willgerodts, die kurz besprochen werden sollen, beziehen sich in der Hauptsache auf folgende Anordnungen des oben beschriebenen Honsellschen Entwurfs, nämlich 1. die Grundrißgestaltung der Niederwasserrinne innerhalb der bestehenden Strombahn, 2. die Profilgestaltung, 3. die Baukonstruktionen, 4. die Anwendung von Grundschwellen und 5. die Anordnung der Übergangsstrecke bei Straßburg-Kehl. Willgerodt ließ sich bei seinen Abänderungsvorschlägen überall von dem grundsätzlichen Bestreben leiten, möglichst wenig schroff in das Stromregime einzugreifen, nicht gegen seine Natur und seine charakteristischen Eigenschaften anzukämpfen, vielmehr den Strom sanft zu leiten und dahin zu wirken, die ungünstigen, zufälligen Umstände zu beseitigen, sie günstiger zu gestalten oder ihnen aus dem Wege zu gehen. So fand Willgerodt die starke Streckung der im Honsellschen Entwurfe vorgesehenen Niederwasserrinne und die entsprechende Verminderung der Übergänge gegenüber dem natürlichen Talweg als viel zu weitgehend und als außerordentlich bedenklich. Er befürchtete, daß durch eine so radikale Begradigung und Kürzung der vorhandenen Talwegrinne, wie Honsell sie anordnete, eine unzulässige Verstärkung des Gefälles und der Schubkraft des abfließenden Wassers verursacht werden würde, als deren schädliche Folgen sich eine erhebliche Auswaschung der Stromsohle, vermehrte Geschiebebewegung, zunehmende Senkung des Wasserspiegels und sonstige mißliche Zustände im Strombett ergeben würden. Willgerodt will seine Niederwasser- und Fahrwasser-

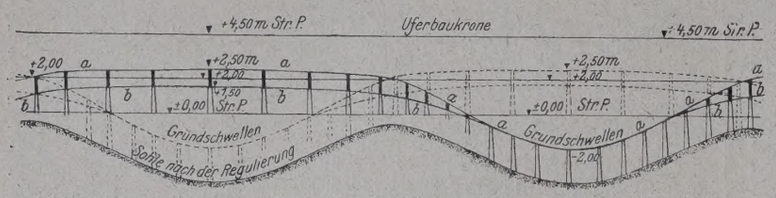
rinne mehr der Schlängelung der vorhandenen, natürlichen Talwegrinne anpassen, weshalb er kürzere Windungen als Honsell wählt und dadurch naturgemäß auch mehr Übergänge erhält, als im badischen Entwurfe vorgesehen sind. Während in letzterem nur 46 Übergänge vorkommen, weist der Willgerodtsche Entwurf deren 57 auf, so daß hier der mittlere Abstand zweier aufeinander folgender Übergänge durchschnittlich $\frac{85}{57}$ km = rd. 1,500 km beträgt, anstatt 1,850 km bei Honsell. Selbstverständlich sind auch bei der Willgerodtschen Anordnung die Windungen der Fahrwasserrinne in den stark gekrümmten Stromstrecken, in denen das konkave Ufer eine Anziehungskraft auf den Talweg ausübt, länger als in den geraden Strecken und die Abstände der Übergänge hier dementsprechend größer als der Durchschnittswert, aber immerhin sind die Unterschiede gegenüber den Verhältnissen der natürlichen Talwegrinne nicht so erheblich wie bei Honsell. Was die geometrische Formgestaltung der Achsen der Fahrwasser- und Niederwasserrinne im Grundriß anbetrifft, so hat auch Willgerodt von der lemniskatischen Linienführung Gebrauch gemacht, wenn er auch dieser Form nicht die große Bedeutung beilegte wie Honsell, sondern der Meinung war, daß auch Linienzüge genügen würden, deren Biegung vom Scheitelpunkte der Krümmung zum Wendepunkte des folgenden Stromüberganges abnimmt. Die folgenden Abbildungen mögen genügen, um den typischen Unterschied der Grundrißgestaltung nach Honsell und nach Willgerodt vor Augen zu führen.

Abb. 8.

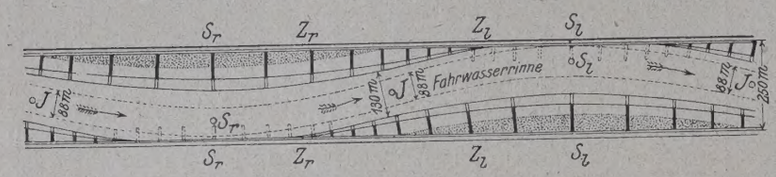
Willgerodt hielt seine Grundrißanordnung nicht nur aus hydrotechnischen, sondern auch aus wirtschaftlichen und finanziellen Gründen für günstiger und vorteilhafter als die Honsellsche, denn er erwartete von der möglichsten Anpassung der Windungslänge des Niederwasserbettes an die der bestehenden, natürlichen Talwegrinne mit Recht eine Verminderung der Baukosten. Je mehr nämlich beide Windungslängen übereinstimmen, um so mehr und um so öfter muß sich Gelegenheit bieten, jeweils günstige Bauverhältnisse anzutreffen. Bei dem verhältnismäßig raschen Vorrücken des natürlichen Talweges und der Geschiebebänke wird es naturgemäß um so häufiger und in um so kürzeren Zeitabständen vorkommen, daß diese Sohlengebilde eine günstige, durch die Querbauten sofort festzuhaltende Lage einnehmen je weniger die geplante Grundrißgestalt des Niederwasserbettes von der der bestehenden, natürlichen Rinne abweicht.

Wie bei der Grundrißanordnung, so trachtet Willgerodt auch bei der Profilgestaltung danach, möglichst den natürlichen Formen gut ausgebildeter Stromstrecken nahezukommen. Mit Ausnahme des durch den Scheitelpunkt einer Krümmung des Niederwasserbettes gehenden Querschnitts weichen sämtliche Willgerodtschen Querprofile wesentlich von denjenigen des Honsellschen Entwurfes ab. Das Kolkprofil Willgerodts unterscheidet sich von dem Honsells nur insofern etwas, als die Grundschwelle um 1 m tiefer, also auf Kote — 2 m Straßburger Pegel, gelegt ist, um den in der Natur des Stromes liegenden Höhenunterschied zwischen der Kolktiefe und der zu erwartenden Schwellenhöhe im Übergang nicht mehr zu verringern, als zur Ausbildung eines guten Fahrwassers erforderlich erscheint. Dem durch den Wendepunkt (J) der Fahrwasserachse gelegten Übergangsprofil gibt Willgerodt in Nachahmung gut ausgebildeter natürlicher Talwegübergänge eine schalen- oder muldenförmige, flache Gestalt, um jede schädliche Sohlenauswaschung, wie sie infolge der starken Einschnürung des Stromschlauches durch das Honsellsche Übergangsprofil zu befürchten ist, zu vermeiden. Demgemäß ist der Kopf der im Inflexionsprofil liegenden Buhne 1 m unter den normalen Niederwasserspiegel, also auf Kote + 1 m Straßburger Pegel, und der Wurzelpunkt am Korrektionsufer auf + 2 m Straßburger Pegel, d. h. in den normalen Niederwasserspiegel selbst gelegt worden. Die Willgerodtsche Inflexionsbuhne liegt also mit ihrem Kopfe 1 m und mit ihrer Wurzel 0,5 m tiefer als die entsprechende Honsellsche Buhne. Für die Gestaltung des Willgerodtschen Übergangsprofils haben besonders die natürlichen, günstigen Talwegübergänge der Stromstrecke von km 0,000 bis km 9,000 (elsässische Uferteilung!) bei Hüningen zum Muster gedient, die alle ein mulden- oder schalenförmiges Aussehen haben. Bemerkenswert ist, daß auf dieser obersten Stromstrecke, trotzdem sie das stärkste Gefälle des korrigierten Oberrheins, nämlich rd. 1,10 m/km aufweist, der Talweg und die Geschiebebänke nicht wandern, sondern ihre unveränderliche Lage — auch bei den größten Hochwassern — beibehalten. Maßgebend für die flache, mulden- und schalenförmige Gestaltung seines Übergangsprofils waren für Willgerodt neben den hydrotechnischen auch noch finanzielle und wirtschaftliche Erwägungen, denn es leuchtet ein, daß die Kosten der Ausführung und der Unterhaltung des Regulierungswerks unter sonst gleichen Umständen bei Anwendung des flachen, muldenförmigen Profils geringer ausfallen als bei der des hohen Honsellschen Typus. Bei der Überführung der Niederwasserrinne von einem Ufer zum anderen muß das Kolkprofil nach und nach, sehr allmählich derart mittels des Lehrgerüstes der Querbauten verändert werden, daß es im Scheitel der Gegenkrümmung die umgekehrte (inverse!) Form desjenigen im Scheitel der vorangehenden Krümmung annimmt. Willgerodt sucht nun zur Lösung dieser Profilverwandlungsaufgabe wieder den natürlichen Zustand im unregulierten Strom, bei dem die Ablenkung des Wassers durch die nicht befestigten Kiesrampen geschieht, die zwischen den Kolken und den stromabwärts folgenden Geschiebebänken liegen, nachzuahmen, indem er ein System von Grundschwellen anwendet, die in der Tiefe des Kolkes beginnen, allmählich rampenartig in die Höhe steigen und schließlich in die Buhnen übergehen. Die im Honsellschen Entwurf vorgesehenen Leitwerke, die von den Krümmungsscheiteln in den Konkaven des Niederwasserbettes aus sich stromauf- und -abwärts in einer Länge von $^1/_4$ des Abstandes zwischen Scheitelpunkt und Inflexionspunkt erstrecken, sind bei dieser Grundschwellenanordnung zwecklos und daher von Willgerodt ganz beiseitegelassen worden. Von diesen Leitwerken erwartete Willgerodt schon wegen ihrer zu geringen Ausdehnung keine besondere Wirkung. Nach seiner Ansicht erschien die Anwendung solcher Werke aber auch gar nicht ratsam und empfehlenswert, denn einerseits gestatten sie keinen zusammenhängenden stetigen Übergang zu den anstoßenden Buhnen, und zweitens würde ihr Einfluß auf die Gestaltung des Strombettes nicht erheblich genug sein, um von der Anordnung von Grundschwellen vor den Leitwerken absehen zu können. Willgerodt war der Meinung, daß sich die geplante Form des Kolkprofils und seine allmähliche Umwandlung nur durch Zwang erzielen, und daß dieser mechanische Zwang sich zweckmäßig nur durch Grundschwellen bewirken ließe. Der wesentliche Unterschied zwischen den Anordnungen des Honsellschen Entwurfs und denjenigen der Willgerodtschen Abänderungsvorschläge hinsichtlich der Profilgestaltung ist also der, daß nach dem Entwurfe die Überleitung des Stromes von einem Ufer zum anderen in der Hauptsache von der Seite aus, d. h. durch entsprechende Gestaltung des Ufers bewerkstelligt wird, wogegen nach den Vorschlägen Willgerodts diese Überleitung hauptsächlich von der Sohle aus durch angemessene Sohlengestaltung und Anordnung der dazu erforderlichen, als Lehrgerippe dienenden Bauwerke nach Höhenlage und Neigung gegen die Achse der Niederwasserrinne bewirkt werden soll. Bei der Bemessung des gegenseitigen Abstandes der Querbauten und der Wahl ihrer Lage und Richtung zum Korrektionsufer ließ sich Willgerodt von denselben Erwägungen leiten wie Honsell; es besteht daher bezüglich dieser beiden Punkte kein Unterschied zwischen den beiden Entwürfen. Dagegen weichen beide Entwürfe in der Anordnung des Neigungsverhältnisses der Böschungsflächen der Querbauten wieder sehr erheblich voneinander ab. Sämtliche Grundschwellen sowie die Kopfböschungen sämtlicher Buhnen haben bei Willgerodt das konstante Neigungsverhältnis von 1 : 20 gegen die Wagerechte zum Unterschied von Honsell, der bei seinen Buhnen veränderliche Böschungsneigungen vorsieht, die zwischen 1 : 2 und 1 : 20 schwanken. Während bei Honsell die wenigen, aufeinander folgenden Grundschwellen in gleichbleibender Tiefe, nämlich 1 m unter der ideellen Regulierungssohle bleiben, steigen sie bei Willgerodt in dichter Reihenfolge aus der Kolktiefe, d. i. von Kote — 2 m Straßburger Pegel, nach einem bestimmten Gesetz zur Sohlenhöhe hinan, worauf sich die ebenfalls immer höher emporwachsenden versenkten Buhnen und weiterhin die normalen Buhnen anschließen dergestalt, daß die Wurzelpunkte aller dieser Querbauten auf einer wellenförmig verlaufenden Kurve ($a — a — a — a$ in Abb. 9) liegen. Auf einer ähnlichen, wellenförmigen und doppelt gekrümmten Linie ($b — b — b — b$ in Abb. 9) liegen auch die Buhnenköpfe, während die Streichlinien der Honsellschen Buhnenköpfe sich im Aufriß als gerade Linien projizieren. Das Nähere ergibt sich aus Abb. 9, deren Vergleich mit den weiter vorn gebrachten des Honsellschen Entwurfs den Unterschied der beiden Anordnungen leicht erkennen läßt.

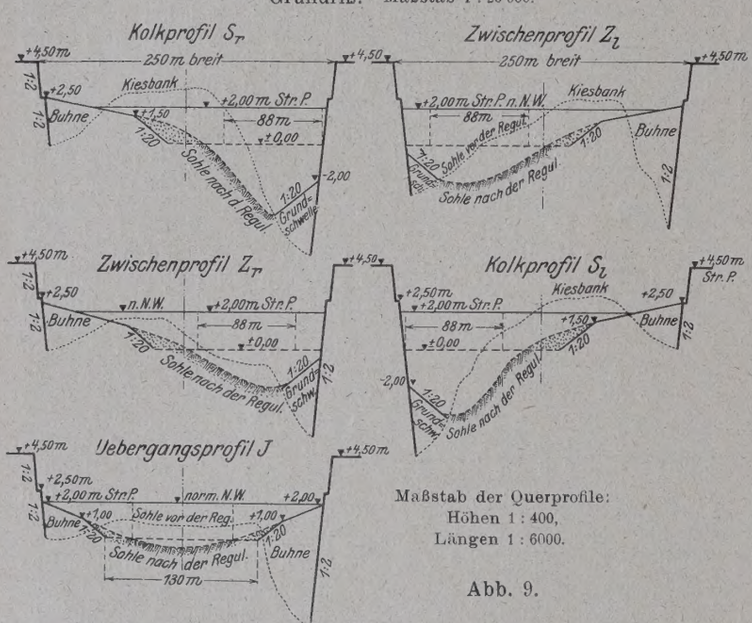
Die von Willgerodt angewandten Baukonstruktionen unterscheiden sich im allgemeinen nur dadurch von denen Honsells, daß sie stärker und widerstandsfähiger gegen die Wasserströmung und den Geschiebeangriff ausgebildet sind. Nach Willgerodts Ansicht waren die Bauten



Längenschnitt. Maßstab der Höhen 1 : 400, der Längen 1 : 20 000.



Grundriß. Maßstab 1 : 20 000.

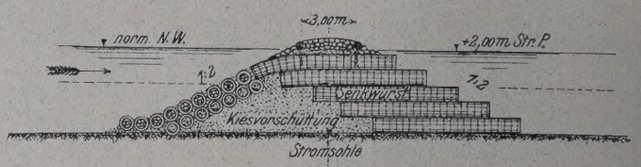


Maßstab der Querprofile:
Höhen 1 : 400,
Längen 1 : 6000.

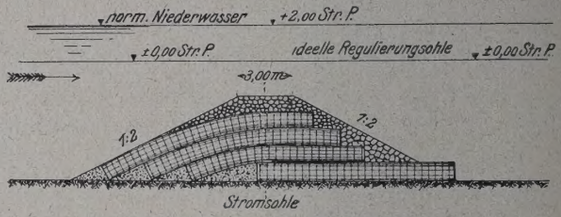
Abb. 9.

Honsells zu leicht gehalten; offenbar schwebten ihm bei dieser Vorstellung mehr die Stromverhältnisse bei Straßburg vor Augen als die bei Karlsruhe, während wohl bei Honsell das Umgekehrte der Fall gewesen sein mag. Er verstärkt daher seine Buhnen dadurch, daß er zum Aufbau des Senkwurstkörpers im stromabwärts gewendeten Teil der Buhnen von der Sohle bis zur Krone durchgehends gleiche, 8 m lange Senkwalzen verwendet, während der Honsellsche Typ eine Verkürzung der Walzen von unten nach oben nach Art einer Stützmauer vorsieht, und weiterhin noch dadurch, daß er die stromaufwärts gerichtete Böschung des Kieskörpers der Buhnen durch mehrere Reihen von Senkwürsten gegen Abbruch schützt. Die unteren Reihen dieser Senkwalzen sollten der Kostenersparnis halber mit Kies, die oberen, dem Wasserangriff ausgesetzten aber mit Bruchsteinen gefüllt sein. Gegen die Anwendung der von Honsell vorgeschlagenen „gemischten", d. h. je zur Hälfte mit Steinen und Kies gefüllten Senkwürste fand Willgerodt nichts zu erinnern. Es schien ihm jedoch nicht erforderlich, diese gemischte Konstruktion auf größere Tiefen als 4 m unter Niederwasser durchzuführen, vielmehr hielt er für größere Tiefen die Verwendung der billigeren Kiessenkwürste für ausreichend. Die Abdeckung des Buhnenkörpers soll nach Willgerodt durch eine 0,60 m starke Steinschicht hergestellt werden; die Abpflasterung der Werke soll unterbleiben, weil Pflaster bei der tieferen Lage seiner Buhnen nur sehr schwer ausgeführt und nicht genügend im Stande erhalten werden könnte. Was die Konstruktion der Willgerodtschen Grundschwellen anbetrifft, so weicht sie von der des Honsellschen Entwurfs nur durch die vorgesehene Abdeckung mittels einer 1 m starken Steinschüttung ab. Abb. 10 stellt Querschnitte durch Buhnen und Grundschwellen nach der Willgerodtschen Anordnung dar.

Die Anwendung von Grundschwellen ist bei Willgerodt in weit ausgedehnterem Maße vorgesehen als im badischen Entwurfe. Dies beruht teilweise darauf, daß die Leitwerke nicht zur Ausführung kommen, vielmehr durch die Grundschwellen ersetzt werden sollen, teilweise darauf, daß nach Willgerodts Ansicht die erforderliche Sicherheit gegen Talwegverlegungen nur durch das Gerippe der Grundschwellen erreicht werden konnte. Außer den in die geplante Niederwasserrinne fallenden, zur Erhaltung der planmäßigen Profilform und Höhenlage dieser Rinne unbedingt erforderlichen Grundschwellen



Querschnitt einer Buhne.



Querschnitt einer Grundschwelle.

Abb. 10.

schlägt Willgerodt die Ausführung derartiger Werke auch an solchen Plätzen vor, wo sie später nach der planmäßigen Umgestaltung des Strombettes in die zu verlandende Konvexe der Krümmungen des Niederwasserbettes fallen. Diese vorbereitenden Hilfsgrundschwellen, die nur die vorübergehende Aufgabe haben, die Aufkiesung abzubauender Talwegkolke zu fördern und zu beschleunigen, und die später dem Wasserangriff entzogen sind, werden naturgemäß nicht stärker konstruiert, als zur Erfüllung ihres Zweckes unbedingt geboten ist, weshalb bei ihnen die Steinabdeckung fortgelassen und zur Füllung der Senkwürste grober Kies verwendet wird.

Gegen die im Honsellschen Entwurfe am oberen Ende der Regulierungsstrecke bei km 124,0 (badische Teilung) vorgesehene, den Strom von einem Ufer zum anderen durchsetzende Sohlenschwelle äußerte Willgerodt schwerwiegende Bedenken. Nach seiner Meinung würde eine solche Anlage nicht nur den ihr zugedachten Zweck nicht erfüllen, sondern sogar zu einer mit der Zeit immer gefährlicher werdenden Verschlechterung des vorhandenen Stromzustandes führen. Die Überführung des wandelbaren in den festgelegten Zustand des Talweges, die Aufhebung des Wanderns des Sohlenreliefs des unregulierten Stromes darf nach Willgerodts Meinung nicht plötzlich sprungweise innerhalb eines einzigen Profils stattfinden; vielmehr sei für diesen Umwandlungsprozeß die Anordnung einer etwa 2 km langen Übergangsstrecke stromaufwärts derjenigen Stelle erforderlich, in der das Wandern aufgehoben sein soll. Demgemäß ging sein Vorschlag dahin, die Honsellsche Sohlenschwelle bei km 124,0 (badische Uferteilung) wegzulassen und dafür die Regulierung 2 km über diesen Punkt stromaufwärts fortzusetzen. Die Gesamtkosten für die Durchführung des Regulierungsunternehmens nach Maßgabe seiner Abänderungsvorschläge wurden von Willgerodt auf 11 641 860 Mark veranschlagt. Die erforderliche Bauzeit war von ihm, wie von Honsell, auf 9 Jahre für die Herstellung der „ersten Anlage" und 5 Jahre für den „weiteren Ausbau", im ganzen also auf 14 Jahre berechnet.

Wie bereits erwähnt, war der Willgerodtsche Abänderungsentwurf am 7. Dezember 1898 vom Kaiserlichen Statthalter in Elsaß-Lothringen den Regierungen Bayerns und Badens zur Stellungnahme übermittelt worden. Während nun die bayerische Regierung gegen eine vergleichsweise Anwendung der Abänderungsvorschläge grundsätzlich keine Einwendungen zu erheben hatte, wurde von Baden die Einholung eines Sachverständigen-Gutachtens von unbeteiligter Seite in Anregung gebracht. Elsaß-Lothringen erklärte sich hiermit einverstanden, und mit Zustimmung Bayerns wurde unter dem 15. April 1899 der Preußische Minister der öffentlichen Arbeiten ersucht, die Preußische Akademie des Bauwesens zur Abgabe eines Obergutachtens sowohl über die Willgerodtschen Abänderungsvorschläge als auch über den Honsellschen Entwurf selbst zu veranlassen. Da die Aufstellung des Gutachtens wegen der damit verbundenen umfangreichen Studien, Materialbeschaffungen, Vorarbeiten und Rheinbereisungen — letztere konnten zweckmäßig erst bei Niederwasser Ende Oktober, Anfang November 1899 stattfinden — naturgemäß einen längeren Zeitraum in Anspruch nehmen mußte, so regte die elsaß-lothringische Regierung, um diese Zeit nicht nutzlos zu verlieren, bei der badischen Regierung eine erneute Prüfung und Erörterung der Frage der Kostenverteilung an. Es wurde vereinbart, daß Elsaß-Lothringen fünf Zehntel, Baden vier Zehntel der Gesamtkosten der Regulierung übernehmen, über das restierende Zehntel aber später Entscheidung getroffen werden sollte. Auf eine an Bayern gerichtete Anfrage bezüglich der Kostenbeteiligung erging die Antwort, daß sie ihre Beteiligung an der Kostentragung von der Haltung Preußens und Hessens in der Mainkanalisierungsfrage abhängig machen müsse. Das Obergutachten der Akademie des Bauwesens wurde dem Kaiserlichen Statthalter in Elsaß-Lothringen im Mai 1900, der badischen und bayerischen Regierung am 2. Juni 1900

übermittelt. Das umfangreiche Gutachten kommt zu dem Ergebnis, daß in beiden Vorlagen, in dem Entwurf wie in den Abänderungsvorschlägen, in wohlerwogenen Formen und in weisem Maßhalten zunächst diejenigen Mittel und Wege in Vorschlag gebracht wurden, die unter den gegebenen Verhältnissen geboten erscheinen und mithin geeignet sein werden, das Fahrwasser des Oberrheins in einem für die Schiffahrt erfolgreichen Maße zu verbessern. Welcher der beiden Entwürfe vorzuziehen und für die Ausführung zu empfehlen sei, darüber hat die Akademie keine Entscheidung getroffen, wie sich denn überhaupt ihr Gutachten in sehr vorsichtigen Äußerungen bewegt. Die Zurückhaltung der Akademie ist begreiflich, wenn man bedenkt, daß es sich bei der geplanten Oberrheinregulierung um ein Unternehmen der Strombautechnik handelte, für das es noch keinen Vorgang unter gleich schwierigen Verhältnissen gab, und das ebenso leicht mißglücken, wie es gelingen konnte.

Nach langwierigen Verhandlungen, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll, kam es zu einer endgültigen Einigung, und zwar auf der Grundlage folgender Kostenumlegung auf die an der Regulierung beteiligten Uferstaaten: Bayern zahlt als festen Beitrag 800 000 Mark; Baden übernimmt 40% der Kosten, erhält aber von den elsaß-lothringischen Interessenten (Stadt Straßburg, Kohlensyndikat und Kohlenkontor) hierzu einen Beitrag von 1 000 000 Mark; Elsaß-Lothringen übernimmt 50% der Baukosten und den durch Baden und Bayern nicht gedeckten Teil des Bauaufwandes, erhält aber von der Stadt Straßburg einen Beitrag von 700 000 Mark, zahlbar in zehn Jahresraten. Die Gesamtbaukosten für die Ausführung der Regulierungsarbeiten waren inzwischen auf $13^1/_2$ Mill. Mark veranschlagt worden.

Im Herbst 1906 konnte endlich mit den erforderlichen Bauvorbereitungen (Anfertigung der Baupläne, Beschaffung der Baustoffe und des Schiffsparks u. dergl.) begonnen werden. Die eigentlichen Bauarbeiten wurden nach Erledigung der dringendsten Vorarbeiten im April 1907 in Angriff genommen. Die Ausführung des Regulierungswerkes geschah gemeinschaftlich durch die Strombauverwaltungen Badens und Elsaß-Lothringens, und zwar in der Weise, daß zwei selbständige Bauabteilungen eingerichtet wurden, nämlich eine untere, badische, die der Rheinbauinspektion Karlsruhe angegliedert war, und eine obere, elsässische mit dem Sitze in Straßburg, deren Leitung in den Händen des Verfassers dieses Aufsatzes lag. Der erstgenannten, badischen Abteilung wurden die Arbeiten in der Strecke von km 209,0 (badische Teilung) bei Sondernheim aufwärts bis km 163,4 (badische Teilung) bei Iffezheim-Neuhäusel, und zwar an beiden Ufern, der anderen, elsässischen Abteilung die Arbeiten von da aufwärts bis zum oberen Endpunkte, km 122,0 (badische Teilung) bei Straßburg ebenfalls an beiden Ufern übertragen. Bei Inangriffnahme der Bauarbeiten war die Frage noch nicht entschieden, ob der Entwurf Honsells oder das Abänderungsprojekt Willgerodts der Ausführung zugrunde gelegt werden sollte. Willgerodt war im März 1907 plötzlich verstorben und Honsell inzwischen als badischer Finanzminister in ein anderes Ressort übergegangen, in dem er mit dem Wasserbau unmittelbar nichts mehr zu tun hatte; übrigens starb auch er bald nach Willgerodt, so daß also beide hervorragenden Hydrotekten die Ausführung ihrer Entwürfe nicht mehr erlebten. Man einigte sich schließlich dahin, daß die Grundrißanordnung, d. h. die Linienführung des Niederwasserbettes und der Fahrwasserrinne auf der ganzen 85 km langen Regulierungsstrecke nach Maßgabe der Willgerodtschen Abänderungsvorschläge durchgeführt werde, während für die Querprofilgestaltung und die Baukonstruktionen in der unteren, badischen Bauabteilung, also abwärts von km 163,4 (badische Teilung!) der Honsellsche Entwurf, in der oberen, elsaß-lothringischen Abteilung dagegen das Willgerodtsche Abänderungsprojekt zugrunde gelegt werden sollte. Demgemäß ist auch bei der Ausführung des Werkes verfahren worden; die Querbauten im unteren, badischen Bauabschnitte wurden nach den Honsellschen Vorschriften, diejenigen im oberen, elsässischen Abschnitte dagegen nach den Willgerodtschen Abänderungsvorschlägen konstruiert, wobei naturgemäß die während des Baues gesammelten wertvollen Erfahrungen entsprechend ausgenutzt wurden. Die im Honsellschen Entwurfe in den Konkaven des Niederwasserbettes vorgesehenen Leitwerke kamen auch auf der badischen Baustrecke nicht zur Ausführung, da sie, wie Willgerodt es ja vorhergesagt hatte, vollständig entbehrlich waren und ihre Herstellung nur unnötige Mehrkosten verursacht hätte. Beim Bau der Buhnen nach dem Willgerodtschen Typ erwiesen sich die zum Schutze der stromaufwärts gerichteten Böschung des Kieskörpers dieser Werke vorgesehenen Senkwürste ebenfalls als überflüssig, weshalb sie weggelassen wurden.

Neuartig war die von mir im elsässischen Bauabschnitte eingeführte Verwendung von künstlichen Betonsteinen und von Drahtgeflechten zur Füllung und Umhüllung der Senkwürste. Zur Anfertigung der Betonsteine wurde ich durch die hohen Preise der aus den Vogesen (Zorntal) und dem Schwarzwalde bezogenen natürlichen Bruchsteine veranlaßt, die infolge des großen Bedarfs täglich teurer wurden. Das Kies- und Sandmaterial dieser künstlichen Steine, die im Mischungsverhältnis 1 : 5 : 10 (Zement : Sand : Kies) in parallelepipedischen Stücken von 30 bis 70 kg Gewicht hergestellt wurden, konnte bequem und billig auf den Kiesbänken gewonnen werden, so daß die Kosten der Kunststeine sich erheblich niedriger stellten (5 bis 6 Mark/m³) als diejenigen der natürlichen Bruchsteine (7,50 bis 10 Mark/m³). Die Verwendung dieser Betonsteine hatte denn auch bald eine erfreuliche Senkung der Preise der Natursteine zur Folge, was natürlich bezweckt war und dem ganzen Unternehmen zugute kam. Die Verwendung von mit Drahtgeflecht statt mit Faschinen umhüllten Senkwürsten kam bei der Abdeckung derjenigen Buhnen in Betracht, deren Kronen ganz oder teilweise so tief unter dem Niederwasserspiegel liegen, daß die Aufbringung eines regulären Stückpflasters nicht möglich ist. Da die in diesem Falle im Entwurfe vorgesehene Abdeckung durch eine 0,60 m starke Steinschüttung sich bei starkem Stromangriff nicht hielt, sondern fortgerissen wurde, so wurden an Stelle der losen Schüttsteine einfach 0,60 m dicke, mit weitmaschigem Drahtgeflecht umwickelte Steinwalzen von 5 m Länge versenkt. Das verwendete, unverzinkte Drahtgeflecht hatte eine quadratische Maschenweite von 100 × 100 mm und eine Drahtstärke von 4 mm. Die um den Steinkern gelegte Geflechthülle wurde in Abständen von je 0,33 m durch Drahtbänder zusammengehalten und festgebunden. Übrigens erwies sich die Verwendung solcher Drahtgeflechtsenkwalzen als Ersatz der losen Steinschüttung nur bei den in der Konkaven des Niederwasserbettes zwischen dem Krümmungsscheitel und dem stromabwärts folgenden Inflexionspunkte liegenden Buhnen als erforderlich, da eben diese Werke ganz besonders dem Angriff der abgelenkten Talwegströmung ausgesetzt sind. Auf allen übrigen Buhnen, die infolge ihrer Lage in der Konvexen und außerhalb des Talweges von der Strömung nicht unmittelbar getroffen werden, konnte die planmäßige Steinschüttung ausgeführt werden, da sie hier liegenblieb und ihren Zweck erfüllte. Die auf den im Talweg liegenden Grundschwellen von Willgerodt vorgesehene 1 m dicke, lose Steinschüttung konnte sich natürlich noch weniger gegen die starke Strömung behaupten wie diejenige auf den Buhnenkronen; sie wurde daher fortgelassen und an ihrer Stelle eine besonders starke und schwere Steinsenkwurstlage aufgebracht. Die Überleitung der regulierten Stromstrecke in die unregulierte bei Straßburg-Kehl geschah genau nach Willgerodts Vorschlag durch einfache Fortsetzung des Niederwasserbettes um 2 km über den planmäßigen Endpunkt der Regulierung bei km 124,0 (badische Teilung) hinaus stromaufwärts bis zur Abzweigung des Kleinen Rheins. Schon im zweiten Baujahr ergab sich im oberen, elsaß-lothringischen Bauabschnitte die Notwendigkeit einer wichtigen Änderung der ursprünglichen Pläne insofern, als der Wasserstand von + 2 m am Straßburger Pegel nicht mehr dem Stande von + 3 m am Maxauer Pegel entsprach, also nicht mehr den normalen Niederwasserstand darstellte, der dem Regulierungsentwurfe seinerzeit zugrunde gelegt worden war. In dem Dezennium zwischen der Aufstellung des Honsellschen Entwurfs (Winter 1896/97) und dem Beginne der Regulierungsarbeiten hatte sich infolge der Erosion der Stromsohle sowie infolge ausgedehnter Kiesentnahmen aus dem Strombett für staatliche und gewerbliche Zwecke eine allmähliche Senkung des Wasserspiegels um 0,21 m bei Straßburg und von da abwärts bis Drusenheim eingestellt, so daß der normale Niederwasserstand am Straßburger Rheinbrückenpegel nicht mehr + 2 m, sondern nur noch + 1,79 m war. Die Senkung des Wasserstandes erforderte naturgemäß eine entsprechende Tieferlegung der geplanten Querbauten, damit diese nicht mit der Zeit aus dem Wasser heraus in die Höhe wachsen, gewissermaßen in der Luft hängen und so ihre Wirkung auf die Ausbildung der angestrebten Fahrwasserrinne verlieren. Um nun nicht nur dieser Senkung von 0,21 m, sondern auch ihrem zu erwartenden weiteren Fortschreiten Rechnung zu tragen, wurde im Jahre 1908 der Ausführungsentwurf so abgeändert, daß als normales Niederwasser der Rheinstand von + 1,50 m am Straßburger Rheinbrückenpegel in die Pläne eingezeichnet und die Höhenbegrenzung der Querbauten — es waren zwischen Drusenheim und Straßburg damals noch keine eingebaut — dementsprechend um 0,50 m senkrecht nach unten verschoben wurde. Bei Maxau war im gleichen Zeitraum eine Änderung in der Höhenlage der Stromsohle nicht beobachtet worden, so daß für die untere Regulierungsstrecke der Wasserstand von + 3 m am Maxauer Pegel auch weiterhin als normaler Regulierungswasserstand beibehalten werden konnte. Der durch diese Entwurfsänderung entstandene Höhenunterschied zwischen der neuen, durch — 0,50 m des Straßburger Pegels verlaufenden und der alten, von Drusenheim abwärts unveränderten ideellen Regulierungssohle wurde unmittelbar oberhalb der Schiffbrücke Drusenheim—Greffern auf eine Windung der Niederwasserrinne von rd. 1 km Länge gleichmäßig verteilt und allmählich ausgeglichen, so daß jede plötzliche, stufenweise Höhenänderung der Querbauten, die naturgemäß Unregelmäßigkeiten der Bettausbildung verursacht hätte, vermieden ist.

Die Rücksicht auf diese Sohlen- und Wasserspiegelsenkung am oberen Ende der Regulierungsstrecke war mitbestimmend dafür, daß

die Grundrißgestaltung der Niederwasserrinne bei der Ausführung nicht nach dem Honsellschen Entwurfe, sondern nach den Willgerodtschen Abänderungsvorschlägen vorgenommen wurde, denn die stark gestreckte Linienführung des Honsellschen Niederwasserbettes hätte den Talweg rechnungsmäßig um etwa 1,620 km gekürzt und dadurch allein schon eine weitere Sohlen- und Wasserspiegelsenkung von rd. 0,43 m bei Straßburg bewirkt.

Die Aufgabe der beiden Bauleitungen war, wie wohl ohne weiteres einleuchten dürfte, keine leichte; handelte es sich doch um die Ausführung eines Werkes, für das es noch keinen Vorgang gab, und das in weiten Kreisen, ja auch von hervorragenden Hydrotekten für unmöglich gehalten wurde. Hier galt es, einen schweren, langjährigen Kampf aufzunehmen und durchzuführen gegen einen gewaltigen Strom, der bei Hochwasser mehr als 7000 m³ Wasser sekundlich mit einer Geschwindigkeit von über 3 m/Sek. zu Tal wälzt, die Korrektionsuferbauten meterhoch überflutend, und dessen Sohle in ständiger Bewegung und Umbildung begriffen ist! Kein Wunder, daß die Gegner der Regulierung bei jeder stärkeren Stromanschwellung triumphierten und das klägliche Fiasko des Werkes prophezeiten; erwarteten sie doch jedesmal mit Sicherheit, daß die bereits eingebauten Buhnen und Grundschwellen zerstört und fortgerissen werden würden. Aber die leitenden Ingenieure ließen sich nicht entmutigen; im Gegenteil, sie richteten ihr Bauvorgehen so ein, daß der Strom selbst zur Mitwirkung bei der Herstellung der neuen Niederwasserrinne veranlaßt wurde und daß die Hochwasser nicht nur nicht schadeten, sondern im Gegenteil nützliche Arbeit leisteten, indem sie das Geschiebe in gewünschtem Sinne in das fertige Buhnengerippe hineinschoben und dessen angestrebte Verlandung beschleunigten. Im Hinblick auf die andauernde Umwälzung der Stromsohle und die fortgesetzte Verschiebung des Talweges war naturgemäß jedes schematische, schrittweise Vorgehen, wie es beim Bau von Kanälen, Straßen oder Eisenbahnen die Regel bildet, von vornherein ausgeschlossen; die Rücksichten auf tunlichste Kostenersparnis sowie das Bestreben, übergroßen baulichen Schwierigkeiten aus dem Wege zu gehen und auch den Schiffahrtbetrieb möglichst wenig zu behindern, führten von selbst dahin, daß die Regulierungswerke in jedem Bauabschnitte jeweils zunächst nur an den Stellen eingebaut wurden, an denen die Sohle gerade eine günstige Lage hatte, und daß die Bauausführung an den Stellen ungünstiger Sohlengestaltung so lange zurückgestellt wurde, bis sich die Verhältnisse entsprechend gebessert hatten. Es zeigte sich bald, daß günstig liegende Kiesbänke schon durch den Einbau einiger weniger Grundschwellen und Buhnen an ihrem rampenartig ansteigenden Kopfe festgehalten werden konten, so daß ein weiteres Vorrücken des Talweges verhindert war. Auf diese Weise gelang es, die neue Talwegrinne schon lange vorher in die angestrebte Lage zu bringen, bevor das ganze, planmäßig vorgesehene Gerippe der Querbauten eingebracht war. Schon 50% der geplanten Werke, an den richtigen Stellen eingebaut, genügten, um dieses Ziel zu erreichen; die übrigen, zur Vervollständigung des Bautengerippes nötigen Werke brauchten erst viel später, nach entsprechender Veränderung der Sohlenlage hergestellt zu werden und konnten dann gewöhnlich in sehr leichter und billiger Bauweise ausgeführt werden. Dem zielbewußten, umsichtigen und tatkräftigen Vorgehen der bauleitenden Ingenieure war es zu verdanken, daß das Bauprogramm genau eingehalten und in jeder der beiden Bauabteilungen von unten nach oben vorwärtsschreitend jährlich planmäßig eine Stromstrecke von durchschnittlich 6,7 km Länge reguliert werden konnte. Die Ausführung der Bauarbeiten geschah in Regie, d. h. im Selbstbetriebe der Bauverwaltungen, da die Arbeiten in Anbetracht der eigenartigen, schwierigen und unsicheren Bauverhältnisse sich nicht gut zur Vergebung an Unternehmer eigneten. Nur die Lieferung der Baustoffe und Geräte (Steine, Faschinen, Draht, Bauhölzer, Bauwinden, Schubkarren, Steinkarren, Schaufeln usw.) wurde nach Maßgabe der bestehenden Vorschriften an Unternehmer verdungen. Zur Versenkung der Senkwalzen waren in jedem der beiden Bauabschnitte in der Regel je zwölf Senkbrücken tätig, deren jede, von durchschnittlich 15 Arbeitern bemannt, täglich rund 20 Senkwürste anfertigte und planmäßig versenkte. Die Senkbrücken bestanden aus je zwei nebeneinander gekoppelten, 21 m langen und 2,5 m breiten Langweidlingen, die auf einer kräftigen Querbalkenlage eine aus 6 cm dicken Bohlen gebildete, 15 m lange und 6 m breite Plattform trugen. Auf besonderen, am Kopfe der Senkbrückenweidlinge angeschraubten Querbalken waren drei starke Kabelwinden angebracht, und zwar eine etwas voraus in der Mitte der Balken mit der Trommelachse senkrecht zur Längsachse der Brücke gestellt und je eine symmetrisch rechts und links davon mit den Trommeln annähernd parallel zu dieser Längsachse gerichtet (Seitenwinden!). Über die drei Windentrommeln liefen 300 m lange Drahtseile oder auch Ketten, von der mittleren, Vorauswinde stromaufwärts, von den Seitenwinden nach beiden Ufern hin gespannt und an eingegrabenen Schiffsankern befestigt. Durch entsprechendes Drehen der Handkurbeln der Kabelwinden wickelten sich die Drahtseile oder Ketten auf den Trommeln auf oder ab, und auf diese Weise konnte die Senkbrücke in jede beliebige Lage über der Baustelle gebracht werden. Die Richtung der Buhnen- und Grundschwellenlängsachsen wurde auf den Ufern durch je zwei hohe, weithin sichtbare Signalstangen abgesteckt, so daß die auf dem Wasser schwimmende Senkbrücke durch Einvisieren jederzeit so eingestellt werden konnte, wie es der Abwurf der einzelnen Senkwalzen erforderte. Natürlich war es keine leichte Arbeit, die schweren, 8 bis 11 m langen Würste so abzuwerfen und zu lenken, daß sie gerade an den ihnen planmäßig innerhalb des Baukörpers bestimmten Platz zu liegen kamen, denn sie wurden durch die starke Strömung oft 8 bis 10 m weit und mehr abgetrieben und außerdem noch durch die zahlreichen Wasserwirbel aus ihrer Richtung herausgedreht. Erschwert wurde die Arbeit noch dadurch, daß die leicht bewegliche Bausohle sich häufig während des Abwerfens einer Senkwurst durch Auskolkungen so erheblich änderte, daß die ganzen Berechnungen umgeworfen wurden und von neuem angestellt werden mußten. Besonders stark traten die Auskolkungen bei der Herstellung der Buhnenköpfe im Talweg auf, wo sie oft gewaltige Ausmaße annahmen und die Bauausführung recht erschwerten. Das Versenken der Walzen von den schwimmenden Brücken aus mußte daher mit peinlicher Sorgfalt und Genauigkeit unter Berücksichtigung aller dieser Störungsfaktoren bewerkstelligt werden, wenn die Arbeit überhaupt Erfolg haben sollte. Daß die eben geschilderten Schwierigkeiten der Bauausführung im oberen, elsaß-lothringischen Bauabschnitte mit seinem stärkeren Stromgefälle erheblich größer sein mußten als im unteren, badischen, dürfte ohne weiteres klar sein. Zum Glücke füllten sich die an den Buhnenköpfen während und infolge des Baues entstandenen Kolke bald wieder so mit Kies auf, daß sie vollständig verschwanden und daher keine Gefahr mehr für das fertige Bauwerk bildeten. Übrigens kamen diese unangenehmen Kolkbildungen nur beim Bau solcher Werke vor, die unmittelbar im Talweg und bei ungünstiger, zu tiefer Lage der Stromsohle hergestellt werden mußten, während sie an anderen Baustellen mit günstiger Sohlenlage nicht beobachtet wurden. Zu bemerken ist hierbei, daß an den einmal fertiggestellten, nach der Willgerodtschen Bauweise mit einer gleichbleibenden Neigung von 1 : 20 versehenen Buhnenköpfen später keine Kolke mehr auftraten, da eben die schwache Kopfböschung keinen Anlaß dazu gibt, wogegen an den zum Teil viel steileren Buhnenköpfen der Honsellschen Bauweise sich solche Kolke auch nach Vollendung der Werke immer wieder von neuem bildeten, was ja nicht weiter überraschen dürfte.

Zur wirksamen Unterstützung der Bauarbeiten waren sowohl im oberen, elsaß-lothringischen, wie im unteren, badischen Bauabschnitte ständig zwei Eimerdampfbagger im Betrieb, deren jeder täglich bei zehnstündiger Arbeitszeit 1000 bis 1200 m³ Bodenmasse ausheben konnte. Jedem dieser Dampfbagger war zur Verschiffung und planmäßigen Verwendung des Baggergutes ein Schraubenschleppdampfer von rd. 200 bis 300 PSi mit je drei Baggerprahmen (Klappnachen) von je 25 t Tragfähigkeit beigegeben. Die vorgenommenen Baggerungen dienten einmal der Aufrechterhaltung des Stromverkehrs während der Bauausführung, sodann der Öffnung der neuen Fahrwasserrinne und drittens der Gewinnung des erforderlichen Kiesmaterials für die Baukörper. Außer diesen Baggern, Dampfern und Prahmen waren in jedem Bauabschnitte noch an die 100 größere und kleinere Schiffe, Weidlinge und Nachen aller Art vorhanden, die zum Transport der Baustoffe von den Lagerplätzen nach den Verwendungsstellen sowie zur Beförderung der Arbeiter und des Aufsichtspersonals benutzt wurden. Weiter gehörte zum Schiffspark der oberen, elsaß-lothringischen Bauabteilung noch eine Dampfbarkasse von 100 PSi, die für die Strombereisungen und Querprofilaufnahmen gebraucht wurde, für welche Zwecke der unteren, badischen Bauabteilung ein etwas schwächeres Benzinmotorboot zur Verfügung stand. Die Zahl der in jedem Abschnitt beschäftigten Arbeiter, die in den nahe gelegenen Rheinortschaften wohnten und ansässig waren, betrug zu Zeiten des Hochbetriebs oft 1000 und noch mehr. Die Hauptbautätigkeit fiel naturgemäß in die Periode der niederen Wasserstände, d. i. die Zeit von Anfang Oktober bis Ende März, während in den übrigen Monaten mit den höheren Rheinständen nur unaufschiebbare Vervollständigungs- und Sicherungsarbeiten sowie Materialverschiffungen und Baggerungen im Interesse der Schiffahrt ausgeführt wurden.

Die günstige Wirkung der Regulierungsarbeiten machte sich bald bemerkbar, und schon vom Jahre 1912 ab konnte die Großschiffahrt nach Straßburg zum ersten Male das ganze Jahr hindurch ohne Unterbrechungen, also auch beim niedrigsten Wasserstande, mit wirtschaftlichem Nutzen betrieben werden, während sie früher an durchschnittlich 140 Tagen im Jahre wegen ungenügender Fahrwassertiefen lahmgelegt war. Bereits im Jahre 1915 war das ganze 85 km lange Niederwasserbett zwischen Sondernheim und Straßburg mit der 2 km langen Übergangsstrecke am oberen Ende programmgemäß in der ersten Anlage hergestellt und die Talwegrinne in die geplante Richtung gebracht; außerdem war auf einer 30 km langen Strecke auch schon der sogenannte „weitere Ausbau“ vollendet, worunter die Abpflasterung

der Buhnen, die ja nur beim niedrigsten Wasserstande geschehen konnte, ferner die erstmalige Ausbesserung beschädigter Querbauten und das Einbauen noch fehlender, wegen ungünstiger Sohlenlage nicht gleich herstellbarer Werke verstanden wird. Jede im „weiteren Ausbau" vollendete Teilstrecke schied vereinbarungsgemäß aus dem Neubauunternehmen aus und ging nach vorheriger Gutheißung durch die Regierungen sofort in die ordentliche Unterhaltung durch die beteiligten Uferstaaten über, d. h. jeder Uferstaat hatte von da ab ausschließlich für die Instandhaltung der auf seinem Hoheitsgebiete liegenden Regulierungswerke allein zu sorgen. Von 1915 ab wurde jährlich in jedem der beiden Bauabschnitte eine Teilstrecke von 5,5 km Länge im „weiteren Ausbau" fertiggestellt, und Ende 1918 war das ganze großartige Werk bis auf einige wenige, geringfügige Arbeiten vollendet. Zu diesem Zeitpunkte waren von den 1604 planmäßig vorgesehenen Querwerken 1556, d. h. 97 % der Gesamtzahl im Strombett eingebaut; die noch fehlenden 3 % der Querbauten brauchen voraussichtlich, da sich die Sohlenlage an den betreffenden Stellen nicht vertieft, überhaupt nicht hergestellt zu werden. Die Kostenanschlagssumme von 13½ Millionen Mark war trotz der in den Kriegsjahren einsetzenden Preis- und Lohnsteigerungen nicht überschritten worden, ein glänzender Beweis für das wirtschaftliche, umsichtige und sachgemäße Vorgehen und Disponieren der Bauleitungen bei der Bauausführung.

So war das gewaltige, für unmöglich gehaltene Werk der Oberrheinregulierung bis Straßburg glänzend gelungen, und das angestrebte Ziel in jeder Hinsicht vollkommen erreicht, ja sogar noch überschritten; der Erfolg übertraf die kühnsten Erwartungen. An Stelle der früheren unregelmäßigen, unsicheren und stets wandernden Talwegrinne, die mit ihren schroffen, steilen Übergängen, ihren unzulänglichen Fahrwassertiefen, ihren starken Wirbeln und Gefällkonzentrationen über den Schwellen der Schiffahrt unendliche Gefahren und Hindernisse bereitete, ja sie sogar während rd. 5 Monaten im Jahre völlig unmöglich machte, war eine regelmäßige, festliegende, vorzügliche Fahrwasserrinne getreten, die mit ihrer Tiefe, Breite und sanft geschlängelten Laufrichtung den höchsten Ansprüchen der Großschiffahrt vollkommen gerecht wird. Wie bedeutend die erzielte Fahrwasserverbesserung ist, geht daraus hervor, daß schon vom Jahre 1913 ab die meisten nach Straßburg zu Berg fahrenden Schleppzüge drei vollbeladene Lastkähne größter Abmessungen im Anhang des Dampfers führten, während sie früher höchstens mit zwei schwach abgeladenen Kähnen mittlerer Größe mühsam vorwärts kamen. Heute laufen die größten Frachtkähne mit Ladungen von 2500 t (= 50 000 Zentner) und mehr in den Straßburger Hafen ein, während früher nur mittlere Kähne mit 800 bis 1200 t Ladung bei guten Wasserständen diesen Hafen erreichten.

Wie außerordentlich rasch und sicher die Fahrwasserverbesserung infolge der Regulierungsarbeiten vorangeschritten ist, läßt sich deutlich aus der nachstehenden Tabelle ersehen, in der die geringsten Fahrwassertiefen und ihre Zeitdauer für mehrere Jahre bezw. Jahresmittel übersichtlich zusammengestellt sind.

Tabelle

der kleinsten Fahrwassertiefen des Rheins zwischen Straßburg und Sondernheim und ihrer Zeitdauer, d. h. der Anzahl Tage im Jahre, während deren sie erreicht oder überschritten waren.

Fahrwassertiefen	Mittel der Jahre 1900—1909	Mittel der Jahre 1910 u. 1911	1912	1913	Mittel der Jahre 1914—1919
1,40 m und darüber	215 Tage	305 Tage	365 Tage	365 Tage	365 Tage
1,60 „ „ „	174 „	237 „	338 „	354 „	360 „
1,80 „ „ „	135 „	180 „	283 „	312 „	336 „
2,00 „ „ „	90 „	138 „	230 „	280 „	303 „
2,20 „ „ „	50 „	98 „	204 „	245 „	268 „
2,50 „ „ „	20 „	60 „	152 „	170 „	227 „

Die graphische Darstellung der Fahrwassertiefen-Dauerkurven ergibt folgendes anschauliches Bild von der fortschreitenden Wirkung des Regulierungswerkes.

Die Abszissen des Diagramms geben die Anzahl der Tage des Jahres an, während deren die als zugehörige Ordinaten aufgetragenen Fahrwassertiefen erreicht oder überschritten waren.

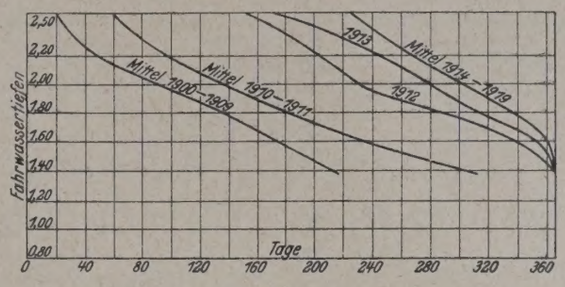


Abb. 11.

Dementsprechend schnellten die Verkehrsziffern mit Riesensprüngen in die Höhe. Während der Schiffsverkehr des Straßburger Rheinhafens im Jahre 1907, also zu Beginn der Regulierungsarbeiten, nur 627 020 t betrug, war er im Jahre 1913 bereits auf 1 988 310 t, das ist mehr als das Dreifache, gestiegen! Was man nie für möglich gehalten hätte, war auf einmal eingetreten: Der Hafen erwies sich als zu klein, um die gewaltigen, auf dem regulierten Strom anflutenden Gütermengen bewältigen zu können; es mußten alsbald Erweiterungen der bestehenden Hafenanlagen in Angriff genommen werden, um der neuen Verkehrslage einigermaßen gerecht werden zu können. Der segensreiche Erfolg der Stromregulierung war eben schneller eingetreten, als die kühnsten Optimisten erwartet hatten; Straßburg war über Nacht an Stelle Mannheims der Endpunkt der regelmäßigen Großschiffahrt auf dem Oberrhein geworden.

Daß aber auch Straßburg nicht endgültige Endstation der wichtigsten europäischen Wasserstraße bleiben kann, daß vielmehr die wirtschaftliche und kommerzielle Entwicklung der am Rhein interessierten Völker die Fortsetzung des Regulierungswerkes bis nach Basel dringend verlangt, das habe ich bereits in der „Bautechnik" 1924, Heft 23 vom 30. Mai, S. 237 bis 239, ausgeführt. Auch habe ich dort, lediglich im Interesse der Rheinschiffahrt dargelegt, daß sich für die Regulierung der Rheinstrecke Straßburg–Basel die Anwendung des von mir seinerzeit in Straßburg unter der Oberleitung Willgerodts und nach dessen Angaben ausgearbeiteten Bausystems empfehle. Die Stromstrecke Straßburg—Basel hat in ihrem derzeitigen Zustande mehr Ähnlichkeit mit den früheren Verhältnissen in dem von mir regulierten oberen Stromabschnitte Iffezheim (Neuhäusel)-Straßburg (Kehl) als mit denjenigen im unteren, badischen Abschnitte Iffezheim—Sondernheim. Die Gefahr der Erosion ist bei der stark einschneidenden Profilgestaltung Honsells um so größer, je stärker das Stromgefälle wird, je weiter stromaufwärts von Straßburg also ein solches Profil zur Anwendung kommt. Das Willgerodtsche System ist das System des vorsichtigen und vorbeugenden Vorgehens, des Sichanpassens an die natürlichen, charakteristischen Eigenschaften des Stromes, die sich nicht mit Gewalt ändern oder beseitigen, sondern nur mildern und verbessern lassen. Übrigens ist es, wenn es nötig werden sollte, immer leicht, von der flachen, muldenförmigen Willgerodtschen Profilgestaltung nachträglich auf die Honsellsche Form überzugehen, während es mit großen Schwierigkeiten, Kosten und Nachteilen verbunden ist, die vollen, hohen und einschnürenden Honsellschen Querbauten, besonders die Buhnen der Übergangsprofile, auf die Willgerodtsche Umgrenzungslinie abzubauen. Auch leuchtet ohne weiteres ein, daß die Willgerodtsche Bauweise, da ihre Buhnen einen geringeren Baukörper haben, bei weitem billiger sein muß als die Honsellsche. Deshalb möchte ich — nochmals sei es betont, lediglich im Interesse der Rheinschiffahrt — auf Grund meiner vierzehnjährigen Erfahrungen als Leiter der Rheinregulierungsarbeiten im oberen, elsaß-lothringischen Bauabschnitte (Iffezheim—Straßburg) auch an dieser Stelle nochmals dringend empfehlen, für die geplante Fortsetzung des Regulierungswerkes über Straßburg hinaus nach Basel das von mir ausgearbeitete, sogenannte Willgerodtsche Bausystem anzuwenden. Bei Befolgung dieses Rates wird man — ich rede aus langjähriger Erfahrung! — vor allerlei unliebsamen Überraschungen bewahrt bleiben.

Darum: „Discite moniti"!

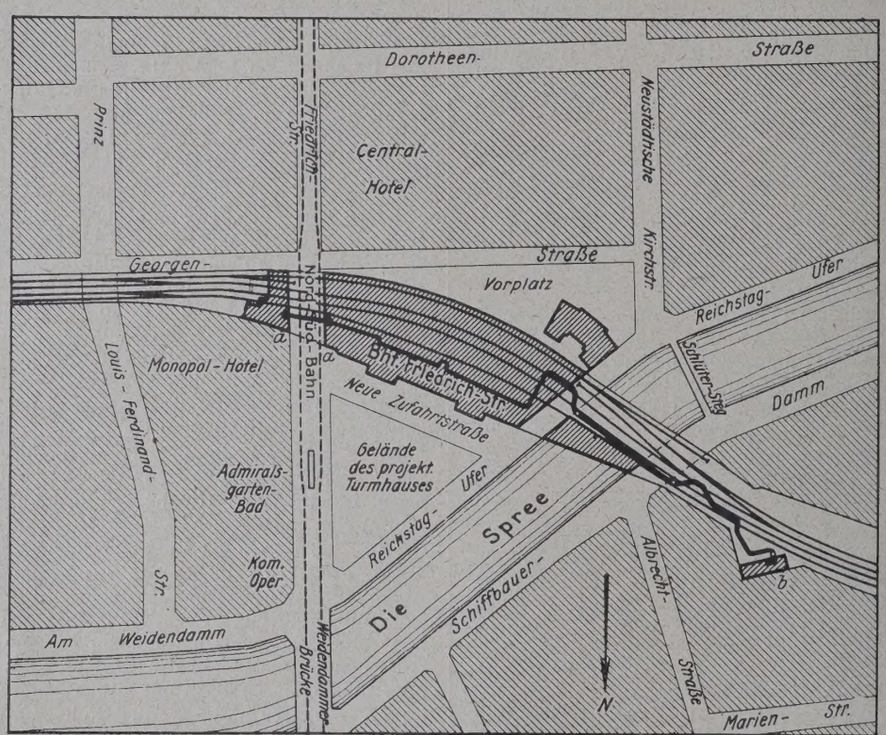
Anlagen der Heizung, Lüftung und Be- und Entwässerung am Bahnhof Friedrichstraße, Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reg.-Baurat Carl Th. Brodführer, Berlin.

Unsere Zeit verlangt in öffentlichen und privaten Bauwerken einen Komfort, an den frühere Zeiten nicht dachten und der besonders in bezug auf Beheizung und Belüftung, sowie auf Be- und Entwässerung bauliche Anlagen großen Stils bedingt. Diese haben zudem die Eigenart, daß ihre einzelnen Teile möglichst wenig in die Erscheinung treten sollen, damit der architektonische Eindruck der Räume nicht beeinträchtigt wird (man könnte die verwickelten Rohrsysteme eines Gebäudes mit den Adern des tierischen Körpers vergleichen), und so wird es dem flüchtigen Beschauer selten zum Bewußtsein kommen, welche Mengen von Material und geistiger wie körperlicher Arbeit in diesen Anlagen steckt.

Der Neubau des Bahnhofs Friedrichstraße wird nach seiner Fertigstellung ein Rohrnetz von insgesamt etwa 10 km Länge enthalten, d. h. die sämtlichen Rohre würden aneinandergelegt eine Strecke darstellen, die der Entfernung vom Brandenburger Tor bis nach Pichelsdorf entspricht. Die Heizungs- und sanitären Anlagen verdienen also schon wegen ihres Umfangs Interesse, darüber hinaus ist bemerkenswert, daß die Planung und Ausführung eine besonders schwierige deshalb war, weil einmal die neuen Systeme großenteils in ein bestehendes altes Bauwerk eingefügt werden mußten, das seiner ganzen Art nach nur recht beschränkte Möglichkeiten für die Unterbringung aller Teile bot, und weil zweitens das Gebäude dauernd in Benutzung bleiben mußte, also die vorhandenen alten Anlagen bis zur Fertigstellung der neuen in ihrem betriebsfähigen Bestande nicht angetastet werden durften.



a Druckreduzier- und Dampfverteilerstellen. *b* Heizwerk.

Abb. 1. Führung der Hochdruckdampfleitung.

Die Planung lag in der Hand des Herrn Oberbaurat Schmelzer der Reichsbahndirektion Berlin.

Die Ausführung war für Heizung und Lüftung der Firma Rudolf Otto Meyer, für die Be- und Entwässerung der Firma David Grove A.-G., beide in Berlin, übertragen, die Kessel der Heizanlage sind von der Firma Walther u. Co., Köln-Dellbrück, geliefert, und es darf zum Lobe dieser Firmen gesagt werden, daß die Bewältigung der schwierigen Aufgabe bestens gelungen ist.

1. Heizanlage.

Was zunächst die Heizanlage betrifft, so ergab eine vor Beginn der Bauarbeiten vorgenommene Untersuchung, daß die alte Anlage, eine als Fernheizwerk betriebene Hochdruckdampfheizung mit Heizkörpern aus Rohrspiralen, völlig abgebraucht war und für eine Wiederverwendung nicht mehr in Frage kam.

Beim Entwurf der neuen Heizanlage war nun ursprünglich beabsichtigt, die gesamte Kesselanlage innerhalb des Gebäudes in den Kellerräumen unterzubringen. Die Verwirklichung dieses Gedankens erwies sich jedoch als undurchführbar.

Die hierfür erforderlichen Räume — Kesselraum, Bedienungsraum, Raum für Brennstoffe und Brennstoffrückstände und Verkehrswege — standen nicht zur Verfügung; die für Dienst- und Betriebszwecke erforderlichen Räume hätten andernfalls zu stark eingeschränkt werden müssen.

Ferner hätte die Zufuhr von Brennstoffen und die Abfuhr von Asche und Schlacke zu großen Unzuträglichkeiten geführt. Eine Störung des Verkehrs und ein Verschmutzen des Gebäudes wären kaum zu vermeiden gewesen. Der Gedanke, die Kesselräume durch einen befahrbaren Kanal unter dem Reichstagsufer mit der Spree zu verbinden (An- und Abfuhr mittels Kahnes) erwies sich als undurchführbar wegen der zahlreichen in der Straße liegenden Kanäle und Kabel, sowie wegen des wechselnden Wasserstandes der Spree.

Schließlich war es nicht gut möglich, einen Schornstein am Gebäude oder innerhalb des Bahnkörpers hochzuführen.

Es blieb also nichts weiter übrig, als wieder auf das vorhandene alte Kesselhaus jenseits der Spree zurückzugreifen und das Gebäude für die neue Heizanlage umzubauen. Aber auch für diesen Umbau war der Raum so beschränkt, daß eine Kesselanlage für Niederdruckdampf mit all ihrem Zubehör nicht unterzubringen gewesen wäre. Der stündliche Wärmebedarf des Gebäudes für Heizung und Lüftung beträgt im ganzen rd. 1 525 000 WE. Dieser Wert wurde mit Rücksicht auf geplante Erweiterungen und Wärmeverluste in den Rohrleitungen — 10% — auf rd. 2,7 Mill. WE erhöht. Hierfür wären rd. 340 m² Niederdruckkesselheizfläche erforderlich gewesen, deren Platzbedarf wesentlich über den verfügbaren Raum im Kesselhaus hinausgegangen wäre, um so mehr dann, wenn man die Kessel mit besonderen Feuerungen für Verwendung auch anderer Brennstoffe als Koks hätte ausrüsten wollen.

Es war somit die Anwendung von Hochdruckkesseln, und zwar Wasserrohrkesseln mit Oberkessel und Wasserkammern gegeben. Eingebaut wurden drei Hochdruckdampfkessel von je 120 m² Heizfläche, für 10 at konzessioniert. Um das Druckgefälle zwischen Kessel und Heizspannung auszunutzen, soll noch eine Dampfturbine eingebaut werden, die der Erzeugung von Licht und Kraft für den Bahnhof dienen soll.

In Erwägung war auch die Anordnung einer Warmwasserpumpenheizung gezogen worden, jedoch wurde davon wieder abgegangen, da außer der Kostenfrage auch hier die Raumfrage entscheidend war. Die erforderlichen Gegenstromapparate, Umwälzpumpen mit Motoren, überhaupt die für diese Anlage erforderlichen Maschinen, Apparate und Armaturen, deren zentrale Anordnung innerhalb des Kesselraumes hätte stattfinden müssen, konnten hier nicht mehr untergebracht werden.

Die Anlage ist also als Dampf-Fernheizung ausgebildet. Der in den Kesseln entwickelte Hochdruckdampf wird durch eine Fernleitung (Abb. 1) bis zu einer zentralen Reduzier- und Verteilerstation im Pumpenraum des Hauptgebäudes (westliche Seite an der Friedrichstraße) gefördert. Ein Abzweig dieser Dampfleitung ist über die Friedrichstraße hinweggeführt und dient der Beheizung des östlichen Bauteils. Nach Reduktion von Hochdruckspannung auf 0,1 at gelangt der Dampf in die Niederdruckverteiler, von denen die Leitungen zu den einzelnen Raumgruppen — des östlichen und des westlichen Bauteils — abzweigen. Das gesamte Kondensat wird durch besondere Kondensleitungen den beiden Rückspeiseanlagen zugeführt, die es wieder zum Kesselraum zurückpumpen.

Beheizt werden alle Diensträume, Wirtschaftsräume, Läden und die Lagerräume, soweit für diese ein Heizbedarf durch dauernden Aufenthalt der darin Beschäftigten vorliegt.

Dagegen entschied man sich dafür, die Empfangshallen und die Gepäckabnahme- und Aufbewahreräume nicht zu beheizen. Da die Hallen durch die Auf- bezw. Abgänge mit den Bahnsteigen in offener Verbindung stehen, wäre ihre Beheizung mit unverhältnismäßigen Kosten verbunden, ohne daß mit einer entsprechenden Wirkung zu rechnen wäre. Zudem liegt für die Empfangshallen ein Heizbedarf kaum vor, da die Reisenden während der Heizperiode ohnehin Winterkleidung tragen und sich innerhalb der Halle fast immer in Bewegung befinden. Dasselbe gilt für die Gepäckträger. Für diese sind besondere Aufenthaltsräume vorgesehen, in denen sie sich während der Dienstpausen aufhalten können.

Auch auf anderen Bahnhöfen ist die Hallenheizung — wo sie vorhanden oder eingebaut war — aus diesen Gründen eingestellt worden (u. a. Hauptbahnhof Hamburg).

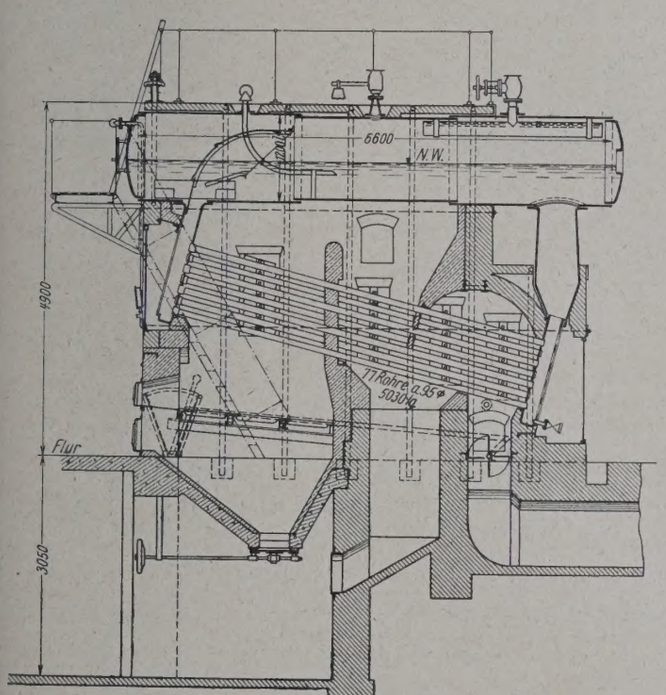


Abb. 2. Kessel im Längsschnitt.

Betrachten wir die Anlage in ihren einzelnen Teilen, so ist zunächst von den Kesseln folgendes zu sagen:

Die Kesselanlage besteht aus drei Wasserrohrkesseln (Schrägrohrkesseln) von je 124 m² Heizfläche und 10 at Betriebsdruck mit normalen Planrostfeuerungen zur Verbrennung von Steinkohlen; es ist vorgesehen, später noch einen vierten Kessel aufzustellen. Von den drei Kesseln sind zwei gemeinsam in einem Block vereinigt, der dritte ist vorläufig allein aufgestellt und soll später mit dem vierten Kessel zu einem zweiten Block vereinigt werden. Die beiden Blocks stehen in einem Abstande von 6,5 m gegenüber, so daß der Heizerstand für die drei bezw. vier Kessel gemeinsam ist. Die Rauchgase werden in einen gemauerten Schornstein geführt; zur Verstärkung des Zuges ist, da der Schornstein infolge ungenügender Höhe allein nicht imstande ist, den zur Verbrennung erforderlichen Zug zu erzeugen, noch ein Ventilator vorgesehen. Die stündliche Dampferzeugung je eines Kessels beträgt 2500 bis 3000 kg/Std. An Speisevorrichtungen sind eine Kreiselpumpe und zwei Dampfpumpen vorhanden. Für die Schlackenabfuhr ist eine besondere Aufzug- und Bunkeranlage geschaffen, aus der die Schlacken auf Fuhrwerk abgefüllt werden.

Fernleitung. Die Fernleitungen, Dampfleitungen und Kondenswasserrückspeiseleitung zwischen Kesselhaus und Gebäude liegen z. T. unter Gelände in beschlupfbaren Kanälen (Schiffbauerdamm und Reichstagsufer), z. T. unter der Brückenkonstruktion der Spree. Infolge der vielfachen Richtungsänderungen konnten besondere Federbogen für den Ausgleich der Längendehnung fortfallen. Festschellen sind nur in längeren Strecken mit gleichmäßigem Verlauf eingebaut. Rohrhalter und Rohrschlitten sind derart konstruiert, daß die Rohrleitung sich möglichst spannungslos in axialer und seitlicher Richtung bewegen kann.

Die Dampfleitung ist 50 mm stark mit Korkschalen-, Kieselgurunterstrich, Gipsabglättung, Bandage und Dachpappenumhüllung mit wasserdichtem Teeranstrich isoliert (Luft- bezw. Erdfeuchtigkeit im Sommer). Die Isolierung der Kondenswasserrückleitung (Pumpenleitung) ist in derselben Weise 40 mm stark ausgeführt, um das Kondensat zu den Kesseln mit möglichst hohen Temperaturen zurückzuleiten.

Auf der Strecke über der Spree sind die Leitungen durch eine dichtschließende hölzerne Ummantelung gegen Witterungseinflüsse und erhöhte Wärmeverluste besonders geschützt. Zugänglich sind die Leitungen in den Kanälen durch Einsteigeschächte, über der Spree durch eine Laufbrücke. Für die Revision der Leitungen in den Kanälen ist elektrische Beleuchtung vorgesehen.

Innerhalb des Gebäudes (Abb. 3) liegt die Hochdruckdampfleitung an der Kellerdecke, die Kondensleitung in einem abgedeckten Rohrkanal unter Kellerfußboden. Die Isolierung der im Kanal liegenden Leitung geschieht durch Dachpappenumhüllung. Die Dampfleitung ist ohne Umhüllung mit 40 mm starken Korkschalen mit Abglättung und Bandage in üblicher Ausführung isoliert. Entwässert wird die Ferndampfleitung durch Schwimmer-Kondenstöpfe mit Umführung.

Um das umständliche Bedienen im Instandhalter dieser Töpfe innerhalb des Kanals zu vermeiden, ist die Entwässerungsleitung einmal bis zum Kesselhaus zurückgeführt. Ein zweiter Kondenstopf befindet sich innerhalb des Gebäudes.

Niederdruckleitungen. Die von den Niederdruckdampfverteilern abzweigenden Dampfleitungen liegen an der Kellerdecke, z. T. auch unter Erdgeschoßfußboden in einem Kanal. Die Isolierung ist in der üblichen Weise 20 mm stark mit Kieselgurmasse, Bandage und Anstrich ausgeführt. Entwässert werden diese Dampfleitungen durch Schleifen, bezw. wo solche nicht anzubringen waren, durch Dehnungs-Kondenswasserableiter. Die Leitungen sind fast durchweg durch autogene Schweißung verbunden.

Wo erforderlich, sind für die Fernleitungen schwere Hochdruckflanschen — Aufwalzflanschen — mit Klingeritdichtung verwendet. Die Rohre sind nahtlose starkwandige Siede- bezw. Muffenrohre.

Verteilerstation bezw. Rückspeiseanlage. Wie bereits erwähnt, ist die Hauptverteilungsstelle im Pumpenraum untergebracht. Die Anordnung dieser Hauptzentrale im Pumpenraum geschieht, um die Bedienung der Heizung mit derjenigen der Abwasserpumpenanlage zu vereinigen, von der später die Rede sein wird. Gleichzeitig ist in diesem Raum auch die Schalttafel für die elektrische Licht- und Kraftanlage aufgestellt worden.

Nach vorheriger Entwässerung tritt der Dampf in einen Hochdruckdampfverteiler ein. Hier wird zunächst die bereits erwähnte Leitung zum östlichen Bauteil abgezweigt und sodann der Hochdruckdampf durch ein Druckminderungsventil auf Niederdruckspannung herabgemindert; er gelangt in den Niederdruckverteiler, von dem die durch Ventile absperrbaren Leitungen zu den einzelnen Gruppen abgehen.

Auf dem Niederdruckdampfverteiler und dem Hochdruckverteiler sind Manometer zur Kontrolle der Dampfspannung angebracht, ein Überschreiten des zulässigen Betriebsdruckes wird durch ein Sicherheitsventil verhindert. Druckminderungsventile und Schwimmer-Kondenstöpfe sind mit Umführungsventilen versehen, um etwa nötige Ausbesserungen daran auch während des Betriebes ausführen zu können. Die Dampfverteilungsstelle im östlichen Bauteil ist entsprechend angelegt.

Das von den Heizgruppen abfließende Kondenswasser wird in den Kondenswassergefäßen gesammelt. Vom östlichen Bauteil wird es durch die dort vorhandene Rückspeiseanlage dem Sammelgefäß im westlichen Teil zugeführt und von hier aus mit dem Kondenswasser des westlichen Bauteils vereinigt durch eine besondere Druckleitung zum Kondenswasserbehälter im Kesselhause jenseits der Spree zurückgepumpt.

Die Rückspeisepumpen sind Schleuderpumpen, mit Elektromotoren unmittelbar gekuppelt und auf gemeinsamer Grundplatte befestigt. Die Motoren werden durch Schwimmeranlasser in den Gefäßen selbsttätig ein- und ausgeschaltet. Für beide Rückspeiseanlagen sind vollständige Reserveaggregate vorgesehen.

Es war erwogen worden, für die Reservepumpen andere als elektrische Antriebmaschinen zu verwenden, da im Falle eines Aussetzens der Stromzuführung zugleich die Heizanlage gestört werden

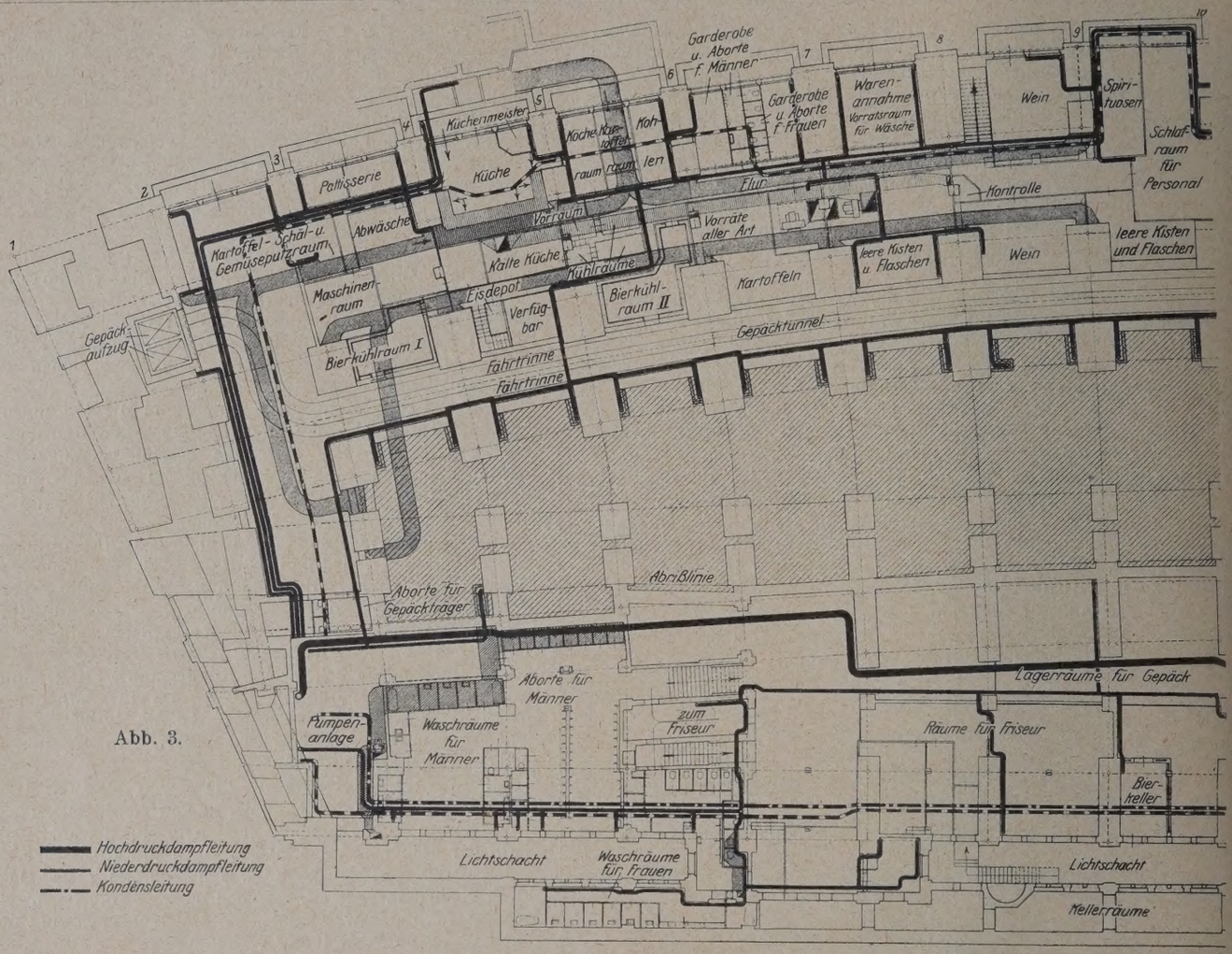


Abb. 3.

würde. Da jedoch, wie schon erwähnt, durch die Aufstellung einer Dampfturbine im Kesselhause die Stromversorgung unter allen Umständen gesichert werden wird, kam man auf den elektrischen Pumpenantrieb als billigsten und besten zurück.

Vom Verteiler im westlichen Bauteil zweigen ab:

1 Dampfleitung zum nördlichen Bauteil (Erweiterung),
1 „ zum südlichen Bauteil (Umbau),
1 „ zu den Läden,

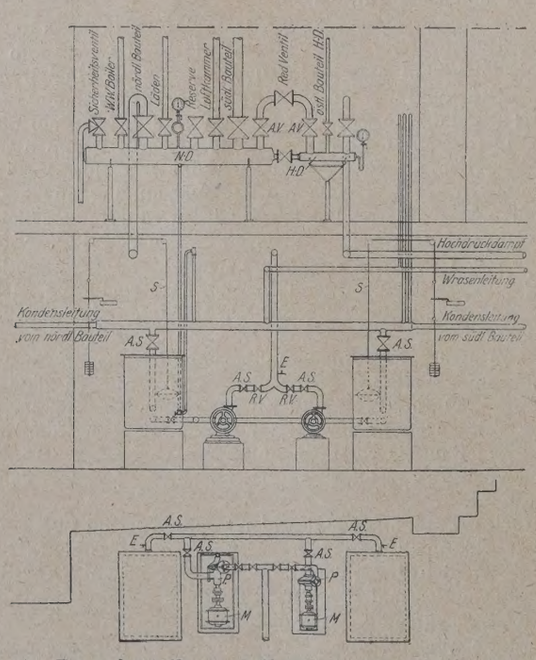


Abb. 4. Dampfverteiler und Kondenswasser-Rückspeiseanlage im Pumpenraum westlich.

1 Dampfleitung zu der Heizkammer der Lüftungsanlage für die Wartesäle und die Wirtschaftsräume (Küche usw.),
1 „ zum Boiler der Warmwasserversorgung für die Bade- und Waschanlagen.

Im östlichen Bauteil sind die Dampfleitungen für die Diensträume und die Läden ebenfalls getrennt abgezweigt.

Die Kondensleitungen sind dann, entsprechend der Führung der Dampfleitungen, in eine gemeinsame Rohrleitung zusammengezogen.

Heizkörper. Als Heizkörper wurden meist glatte, frei stehende Radiatoren, in einzelnen Fällen glatte Rohrheizschlangen eingebaut. Ihre Anordnung ist in üblicher Weise den baulichen Verhältnissen der einzelnen Räume angepaßt. Jeder Heizkörper ist mit einem doppelt einstellbaren Regulierventil in der Dampfleitung versehen.

Bei der Anordnung der Heizflächen in den Schalterräumen wurde besonders Wert darauf gelegt, Zugerscheinungen an den Schalterfenstern zu verhüten, da bekanntermaßen die Beamten infolge des Zuges am Fenster an Augenerkrankungen leiden. Es sind daher außer Radiatoren an den Außenfenstern in allen diesen Räumen glatte Rohrheizschlangen an der Schalterwand angelegt, dergestalt, daß die aufsteigende warme Luft das Herabfallen kalter Luftströme auf den Fußboden verhindert. An den großen Fenstern der Nordfront sind stehende Heizrohre an die wagerechten Rohrschlangen angeschlossen, um Zugerscheinungen infolge des starken Windanfalls auszugleichen. Im ganzen wird durch die kräftige Beheizung der Fahrkartenräume im Verein mit einer Warmlufteinführung im Innern ein Überdruck erzeugt, der Zugerscheinungen von selbst ausschließt.

2. Lüftungsanlage.

Künstliche Lüftung ist für alle diejenigen Räume vorgesehen, in denen eine natürliche Lüftung überhaupt nicht oder nicht in genügendem Maße erreichbar war.

Demnach ist Lüftung vorgesehen:

1. für die Restaurations- und Wartesäle,
2. für die Restaurationsküche und Wirtschaftsräume,
3. für die Friseurräume im Keller des Erweiterungsbaues,
4. für die Männer- und Frauenaborte,
5. für die Räume des Mitteleuropäischen Reisebureaus,
6. für die Polizeiwache.

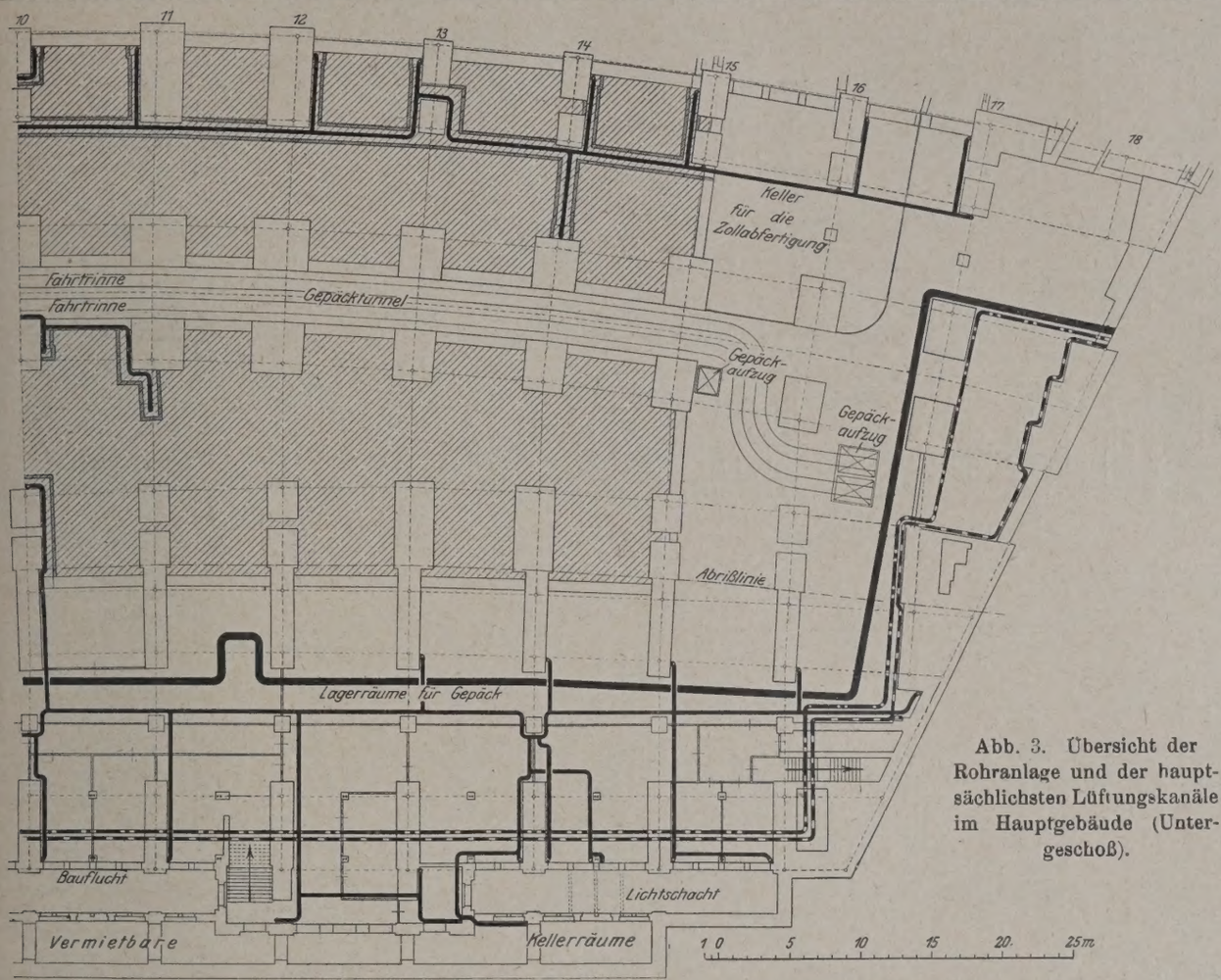


Abb. 3. Übersicht der Rohranlage und der hauptsächlichsten Lüftungskanäle im Hauptgebäude (Untergeschoß).

Ferner sind, wie erwähnt, besondere Drucklüftungsanlagen für jeden Fahrkartenschalterraum vorgesehen, um die starken Zugerscheinungen an den Ausgabefenstern aufzuheben.

Wartesäle. Die großen, noch im Bau befindlichen Wartesäle erhalten getrennte Zuluft- und Abluftanlagen. Für die Belüftung der Wartesäle ist ein Schleudergebläse mit unmittelbar gekuppeltem Gleichstrommotor vorgesehen.

Die von außen bis — 5° C eintretende Luft wird durch Vorwärmeheizkörper auf + 5° C erwärmt, geht durch einen Wasserfilter (Streudüsen und Abstreifkörper) und wird, nach Abscheidung der Wasserteilchen durch einen Nachwärmeheizkörper, auf + 35° C erwärmt und durch das Gebläse in die unter dem Fußboden des Kellers vorgesehene Kanalanlage gedrückt. Von den wagerechten Verteilungskanälen gelangt sie dann durch die stehenden, als Pfeilervorlagen ausgebildeten Steigekanäle in die Räume. Die Lufteintrittsöffnungen zu den Räumen sind mit Jalousieklappen verstellbar.

Im einzelnen sind folgende Einrichtungen getroffen: Die Luft wird von außen, an der Südfront des Gebäudes entnommen (Pfeilerachse 5), wo der Frischluftschacht etwa 1,0 bis 1.5 m über Straßenpflaster hochgeführt wurde, da sonst mit dem Luftstrom grobe Unreinigkeiten mitgerissen würden. Die durch den Schacht einfallende Luft tritt dann in den Luftraum L (Abb. 5) zwischen Bauflucht und Lüftungskammer. Eine stehende Abstreifwand bewirkt zwangläufige Luftführung und Abstreifen mitgeführter grober Staubteilchen.

Der Eintritt in die Luftkammer K_1 geschieht durch die beiden Gitter G_1 und G_2.

Die Gitter bestehen aus verzinktem Drahtgeflecht von 10 mm Maschenweite in schmiedeisernen Rahmen, so daß ein Eindringen von Ungeziefer (Mäusen usw.) unmöglich ist. Größe der Gitter 1,0 bis 1,5 m. Die Wände des Luftschachtes L und der Kammer K_1 werden möglichst glatt ausgebildet. Ein Zapfhahn mit Schlauchverschraubung 20 mm ist an geeigneter Stelle vorgesehen, um ein Abspritzen der Kammer und Schächte zu ermöglichen.

Aus der Kammer K_1, die als Absenkkammer für feinere Staubteilchen gedacht ist, tritt die Luft durch zwei schmiedeiserne Drehklappen DK in die Vorwärmekammer K_2 ein, wo sie durch zwei Rhombikuslufterhitzer R_1 von — 5° C auf + 5° C erwärmt wird. Vorgewärmt durchströmt die Luft ein Wasserfilter F, das aus 23 Streudüsen, in zwei Gruppen mit getrennten Zuleitungen angeordnet, besteht (Wasserzerstäubung je nach Bedarf). Die mitgeführten Wasserteilchen werden in einem Abstreifkörper A aus verzinktem Eisenblech aufgefangen und fließen von der Sammelrinne S in die Abflußleitung E. Die Umfassungswände des Wasserfilters erhalten wasserdichten Verputz (Wasserverbrauch der Streudüsen etwa 100 bis 150 l je Düse und Stunde bei etwa 2 at Wasserdruck).

Nach Durchströmen des Wasserfilters wird die Luft in der Nachwärmekammer K_4 von + 5° C auf + 35° C durch zwei Gruppen-Rhombikuslufterhitzer R_2 nachgewärmt und gelangt dann in die Ventilatorkammer VK. Der Standort des Lüfters in Kammer VK ist vertieft, damit der Lüfter unmittelbar in den Kanal unter dem Kellerfußboden einblasen kann.

Die Bedienung der ganzen Lüftungsanlage geschieht zentral von dem Bedienungsraum Z. In diesem werden untergebracht:

1. die Anlasser für die Lüfter.
2. der Dampfverteiler mit getrennten Leitungen und Absperrventilen für die Vor- und Nachwärmelufterhitzer und die Küchenheizkörper.
3. die Gruppenabsperrhähne für die Kaltwasserleitungen zu den Streudüsen des Wasserfilters.
4. die Seilzüge zu den Drehklappen in Kammer K_1 und K_2 und zu den Frischluftschiebern LS vor den Küchenheizkörpern. Alle Räume der Lüftungsanlagen sind von der Zentrale durch die dichtschließenden Türen T_1 bis T_7 zugänglich.

Für die Küche ist eine besondere Lüftungskammer angelegt, die Frischluft von der Treppe der Untergrundbahn aus empfängt. Die Frischluftzuführung zu den in der Lüftungskammer aufgestellten Radiatoren ist durch Stellschieber regelbar und geschieht durch Z-Kanäle, die das Abfallen kalter Luftströme auf Küchenfußboden verhindern.

Zuluftkanäle. Die gesamte Luftmenge wird den Wartesälen an acht Pfeilervorlagen (Pfeiler 3 bis 9) und von einem unter der Decke des Wartesaales 3. und 4. Klasse anzulegenden Luftraum, von von dem die Luft von oben nach unten ausbläst, zugeführt. Die Verteilung geschieht an acht Pfeilervorlagen, und zwar mit je zwei Ausströmungsöffnungen, eine rd. 3 m über Fußboden, mit je 2000 m³/Std., die zweite an der Decke mit je 6000 m³/Std. Der unter Kellerfußboden anzulegende Hauptkanal wird begehbar, 1,4 m hoch, 1,2 m breit ausgeführt. Wände, Decken und Fußboden werden geglättet, sind wasserdicht und werden mit Anstrich und mit Beleuchtungsmöglichkeit versehen.

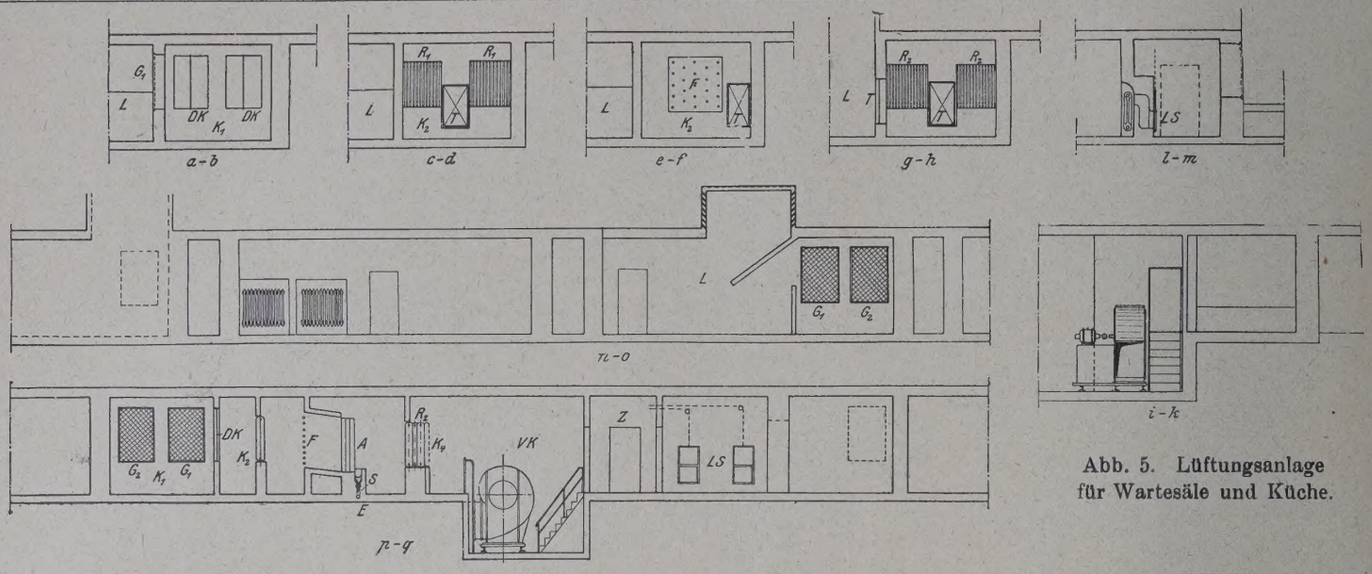
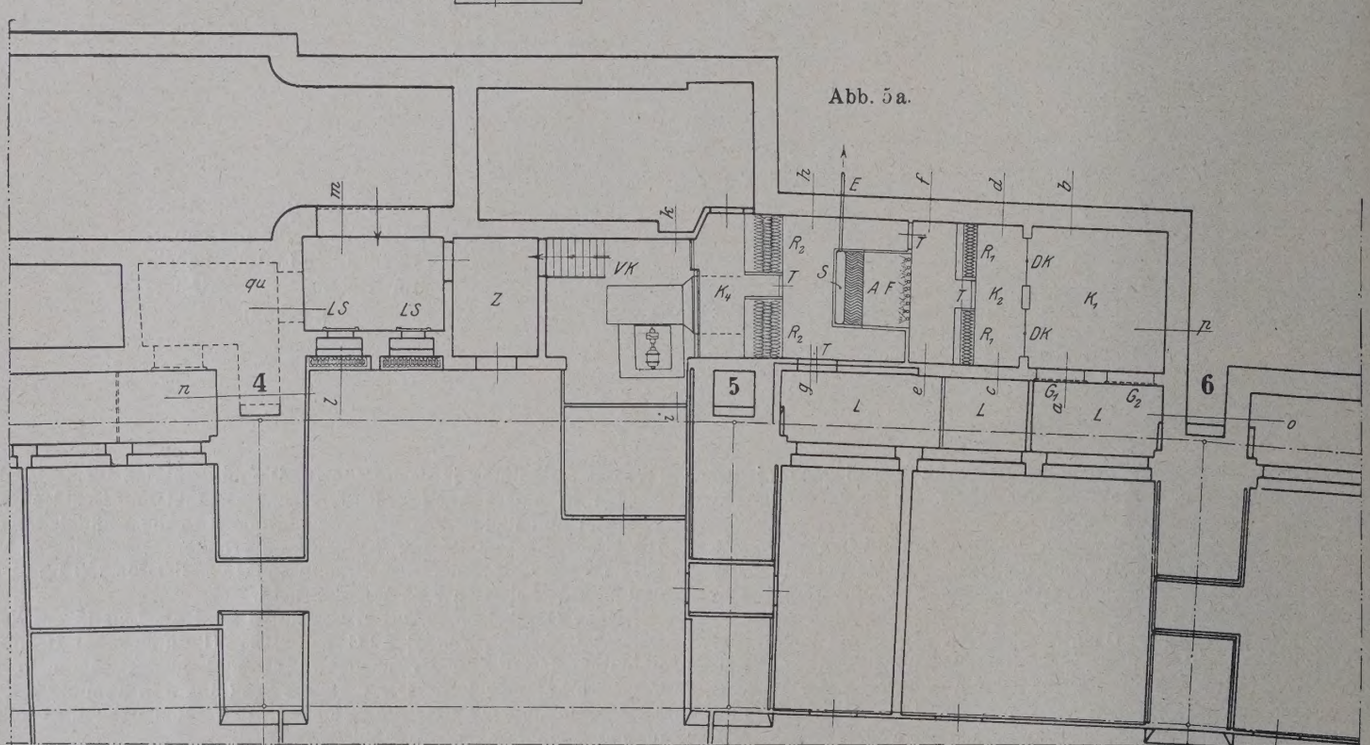


Abb. 5. Lüftungsanlage für Wartesäle und Küche.

Abb. 5a.



Abluftkanäle (Wartesäle). Annähernd die gleiche Luftmenge (21 090 m³/Std.) wird durch lotrechte Abluftkanäle an den Pfeilern 3 bis 9 abgesaugt, und zwar entweder durch obere Abluftklappen an der Decke, oder durch untere am Fußboden (Sommer- und Winterlüftung). Die Luft kann durch obere und untere Abluftklappen entweder unter Decke oder über Fußboden abgesaugt werden.

Der Hauptkanal für Abluft liegt ebenfalls unter Kellerfußboden und gleicht in Größe und Ausführung dem der Zuluftkanäle. An geeigneten Stellen sind für beide Kanäle Einsteigetüren und Reinigungszargen vorgesehen.

Aus den Wirtschaftsräumen im Kellergeschoß werden insgesamt rd. 12 000 m³/Std. abgesaugt, und zwar

aus der Kochküche . . . . . rd. 8 000 m³/Std.
aus den verschiedenen anderen Wirtschaftsräumen etwa 4 000 „
zusammen 12 000 m³/Std.

In der Kochküche wird eine Zwischendecke angelegt, deren Innenwände ebenfalls glatt geputzt und mit besonderem Anstrich versehen werden, um die Rückstände der sich kondensierenden Fettdämpfe besser entfernen zu können. Der Lufteintritt findet durch einzelne freie, gitterartige Einschnitte in die Kanalwände statt. Metallene Luftgitter sind wegen der Oxydationsgefahr vermieden. Einsteigetüren sind an geeigneter Stelle vorgesehen. Die Zwischendecke geht in einen lotrechten Abluftschacht über, der die Verbindung mit dem wagerechten Abluftkanal unter Fußboden herstellt (Querschnitt des letzteren 1,0 × 1,4 m). Die Küchenlüftung wird durch Einstellung der Frischluftschieber an den Radiatoren der Zuluftkammer geregelt.

Die übrigen, im Keller abzulüftenden Räume stehen mit dem Abluftkanal unter Fußboden durch senkrechte Abluftkanäle in Verbindung, die in den Hauptkanal einmünden. Die Regelung geschieht durch Jalousieklappen. Die Abluft aus den Wartesälen, aus der Küche und den Wirtschaftsräumen wird durch zwei Abluftgebläse aus den unter Kellerfußboden liegenden Kanälen abgesaugt und in einen gemeinsamen, mit einer Trennungswand versehenen Abluftschacht gedrückt, der bis über den Bahnsteig hochgeführt wird.

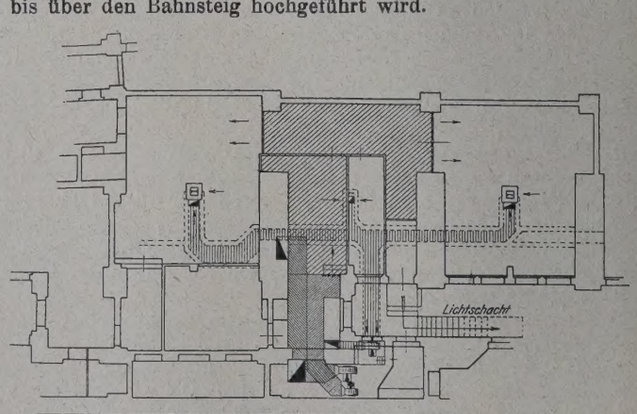


Abb. 6. Lüftung der Friseurräume.

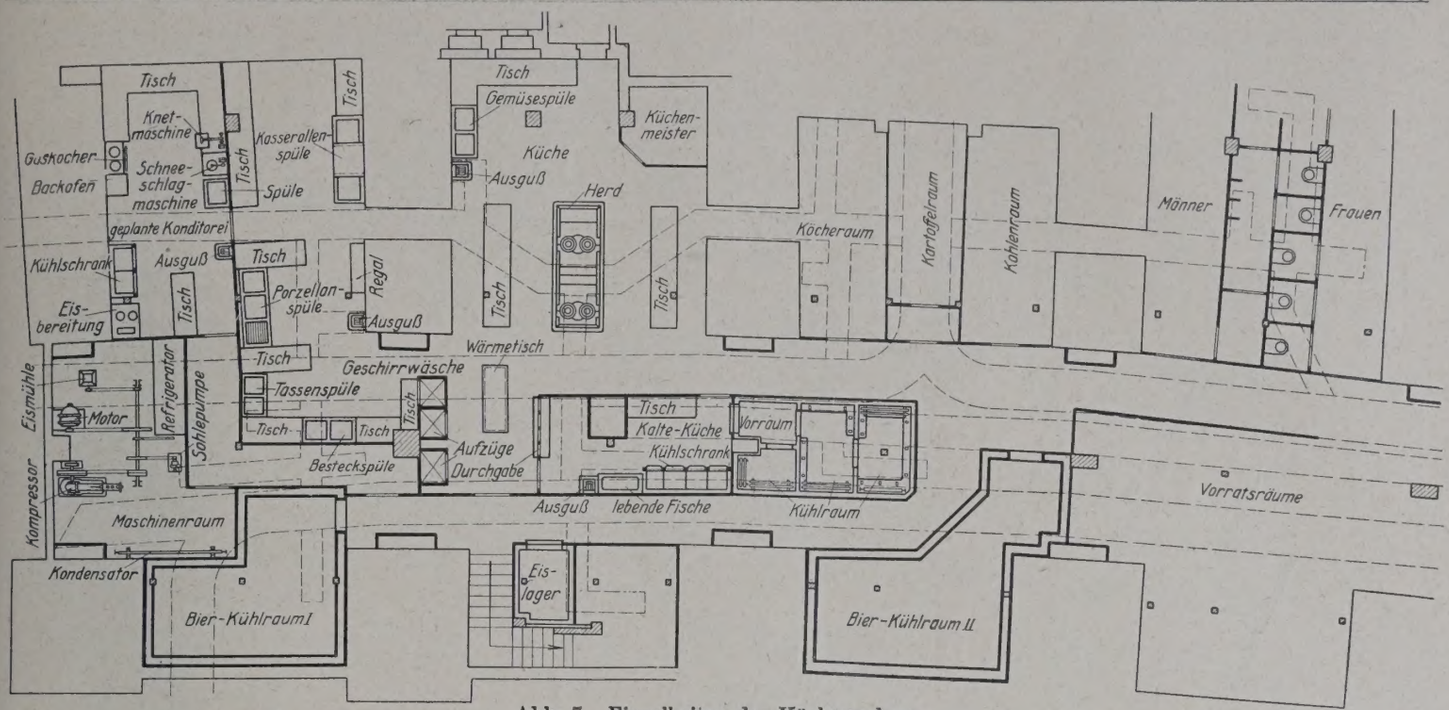


Abb. 7. Einzelheiten der Küchenanlage.

Lüftung der Aborte. In den Aborten wird durch die Lüftung Unterdruck erzeugt, um das Übertreten von Gerüchen nach außen oder in Nebenräume zu verhüten.

Aus den Männeraborten wird die Luft durch ein Schleudergebläse abgesaugt, und zwar in Rabitzkanäle, die über den Zellen an der Decke angelegt sind. Für den Lufteintritt in die Kanäle sind auch hier metallene Gitter vermieden. Der Lufteintritt geschieht durch gemusterte Einschnitte in die Kanalwand.

Die aus den Räumen abgesaugte Abluft wird durch den Ventilator in einen stehenden Abluftschacht gedrückt, der in der nördlichen Außenwand angelegt ist und etwa 9 m über Straßenhöhe ausmündet. Frischluft wird unmittelbar durch die in ihrem oberen Teil mit Kippflügeln versehenen Außenfenster zugeführt. Für die kleineren Frauenaborte genügt ein Flügelgebläse, das vor einem zweiten Abluftschacht angebracht ist. Lage der Lüftungskanäle s. Abb. 3.

Die **Friseurräume** (Abb. 6) haben getrennte Zuluft- und Abluftanlage erhalten. Die Frischluft wird der, für die Drucklüftung der Fahrkartenschalter im Erdgeschoß (s. u.) vorgesehenen Frischluftkammer entnommen und durch ein Zuluft-Schleudergebläse in den Zuluftkanal gedrückt, der an der Decke der Friseurräume angelegt ist. Die frische Luft wird durch einen Lufterhitzer auf Raumtemperatur (etwa + 25° C) vorgewärmt. Die Anlage ist für eine Luftmenge von etwa 4000 m³/Std. berechnet, was einem etwa fünfmaligen Luftwechsel i. d. Std. entspricht. Die volle Lüftung kann bis — 5 ° C Außentemperatur durchgeführt werden. Die Frischluft strömt in die Räume an der Decke in den einzelnen Räumen durch gemusterte Einschnitte im Deckenkanal ein.

Als Abluftkanal ist der im Kellerfußboden angelegte Rohrkanal z. T. verwendet worden, nachdem er entsprechend abgegrenzt wurde.

Sämtliche Abluftschächte haben obere und untere Abluftklappen.

Der Abluftventilator steht ebenfalls in der Frischluftkammer, bis zu der der unter dem Fußboden durchgehende Abluftkanal geführt wird. Die Abluft wird durch einen in Rabitz angelegten stehenden Abluftschacht ins Freie gedrückt.

Überdrucklüftung für die Fahrkartenschalter. Wie bereits bei Absatz „Heizkörper" erwähnt, treten in den Fahrkarten-Ausgaberäumen insofern besondere Schwierigkeiten auf, als in dem beheizten Raum während des Fahrkartenverkaufs ständig Verkaufsfenster geöffnet sind, durch die kalte Luft von außen oder von unbeheizten Hallen in den Raum eindringt. Da die Schalterbeamten sich in unmittelbarer Nähe des Fensters aufhalten müssen, werden sie durch die Zugerscheinungen stark belästigt, und wenn auch durch die bereits erwähnte Anordnung von Heizschlangen unter den Brüstungen eine Abkühlung des Fußbodens durch herabfallende kalte Luftströme vermieden wird, können Zugerscheinungen an den Ausgabefenstern unmittelbar nicht durch die Rohrschlangen allein aufgehoben werden. Es ist daher nötig, im Raum selbst einen genügend starken Überdruck zu schaffen, um damit einen Luftwechsel von innen nach außen zu erreichen. Zu dem Zwecke sind für alle Fahrkarten-Ausgaberäume besondere Druckluftanlagen angelegt. Durch Schleudergebläse wird Frischluft von außen angesaugt und in die Räume gedrückt. Vor Eintritt in den Raum wird die Luft durch Lufterhitzer auf Raumtemperatur vorgewärmt.

Als Heizflächen für Lufterwärmung in Heizkammern werden sogenannte „Rhombikus"-Heizkörper verwendet, gußeiserne glatte Heizkörper mit rhombischem Querschnitt, die in mehreren Reihen hintereinandergestellt, zwangläufige Luftführung bewirken und keine Staubablagerung zulassen.

Im Betriebe sind bisher die Lüftungsanlagen für die Aborte, für die Friseurräume und die Drucklüftungsanlagen für die Fahrkartenschalter. Die übrigen Anlagen sind noch im Bau.

Meß- und Kontrollapparate. Vorerst sind im Kesselraum, Speisewassermengenmesser und Kondensatmengenmesser eingebaut, ein Rauchgasprüfer ist ebenfalls vorhanden. Weitere Instrumente für die Betriebskontrolle und für die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit der Anlage sollen beschafft werden, wenn die ganze Anlage fertiggestellt sein wird.

3. Be- und Entwässerung.

Wir wenden uns nun zu den Anlagen für die Be- und Entwässerung. Die Versorgung des Gebäudes mit Frischwasser geschieht auf normale Weise durch die städtische Druckwasserleitung. Die Hauptleitung tritt an der Nordfront in das Gebäude ein und versorgt einmal bahnseitig benutzte Räume und weiterhin die Räume der Bahnhofswirtschaft, sowie die vermieteten Nebenräume (Läden, Friseur usw.)

Der bahnseitige Bedarf erstreckt sich auf die Toilettenanlagen und auf die Bureau- und Diensträume. Die Haupttoiletteräume liegen im Kellergeschoß an der Nordostecke und enthalten für beide Geschlechter Aborte, Waschzellen und Bäder. In den Männeraborträumen sind in hinreichender Anzahl PP.-Stände aus Feuerton angeordnet, die durch zeitweise sich wiederholende Spülung mit vierminutlichen Zwischenräumen gereinigt werden. Die Klosetts sind mit Hartsteingutbecken und mit Kastenspülung versehen. Eine Reihe von Waschräumen (je rd. 1,4 × 2,0 m), mit Hartsteingutbecken mit Zu- und Ablauf versehen, gibt den ankommenden Reisenden Gelegenheit, sich zu säubern und die Kleidung zu wechseln. Demselben Zweck dienen acht Badezellen, die durch einen Boiler von rd. 1750 l Inhalt bedient werden. Im Sommer wird das Warmwasser durch zwei Junkerssche Gas-Warmwasser-Heizkessel erzeugt, die eine stündliche Leistung von 30 000 WE haben. Die Kessel sind so eingestellt, daß bei geringem Bedarf nur ein Kessel arbeitet, bei starker Beanspruchung sich der zweite Kessel selbsttätig miteinschaltet. Die Temperaturgrenze liegt bei dem ersten Kessel zwischen 75 und 85°, bei dem zweiten zwischen 50 und 55° C. Die Speicherung des erzeugten Warmwassers geschieht in dem oben erwähnten Boiler, in dem eine Heizschlange der zentralen Dampfheizungsanlage eingebaut ist, durch die die Erwärmung des Wassers während der Heizperiode bewirkt wird. Die genügende Dampfzufuhr wird durch einen selbsttätigen Temperaturregler gesichert.

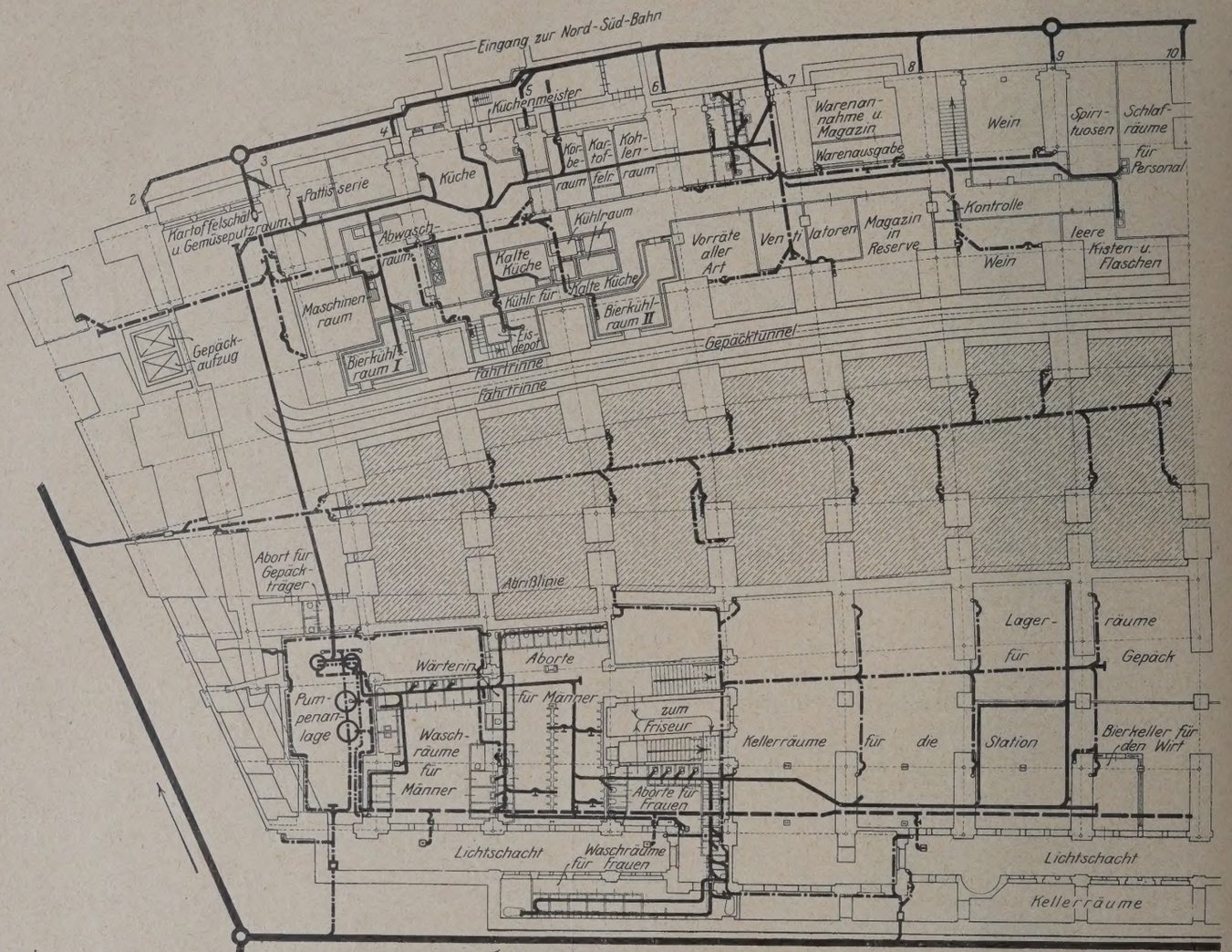


Abb. 8. Übersichtsplan der Entwässerungsanlage.

Die Zwischenwände zwischen den Aborten, Wasch- und Badezellen sowie die Wandbekleidungen bestehen aus weißen, glasierten Steinen; die Ausstattungsstücke aus Steingut und die Verblendsteine wurden geliefert durch die Firma Villeroy & Boch, Berlin-Mettlach. An verschiedenen Stellen des Gebäudes befinden sich weitere Klosettanlagen, die in ähnlicher Weise wie die Haupttoilette ausgestattet sind. Im übrigen ist noch die notwendige Anzahl von Zapfstellen für den übrigen Wasserbedarf im Gebäude angelegt worden. Vom Einbau einer besonderen Feuerlöschleitung konnte bei der besonderen Art des Baues abgesehen werden.

Besondere Bearbeitung erforderte die Küchenanlage für die Bahnhofswirtschaft. Die hierzu bestimmten Räumlichkeiten sind unter den Wartesälen im Kellergeschoß gelegen und mußten natürlich in unmittelbarem Zusammenhang mit dem Anrichteraum angeordnet werden. Da mit der Hebung des Verkehrs, namentlich mit internationalem Verkehr nach Eintritt besserer Wirtschaftsverhältnisse sicherlich gerechnet werden mußte, so sind bei der Ausgestaltung der Wirtschaftsräume die Abmessungen und Einrichtungen gleich für einen vermehrten Bedarf berechnet. Die gesamten Küchen- und Wirtschaftsräume einschl. der Vorratslager für Wein, Lebensmittel usw. sind in einer

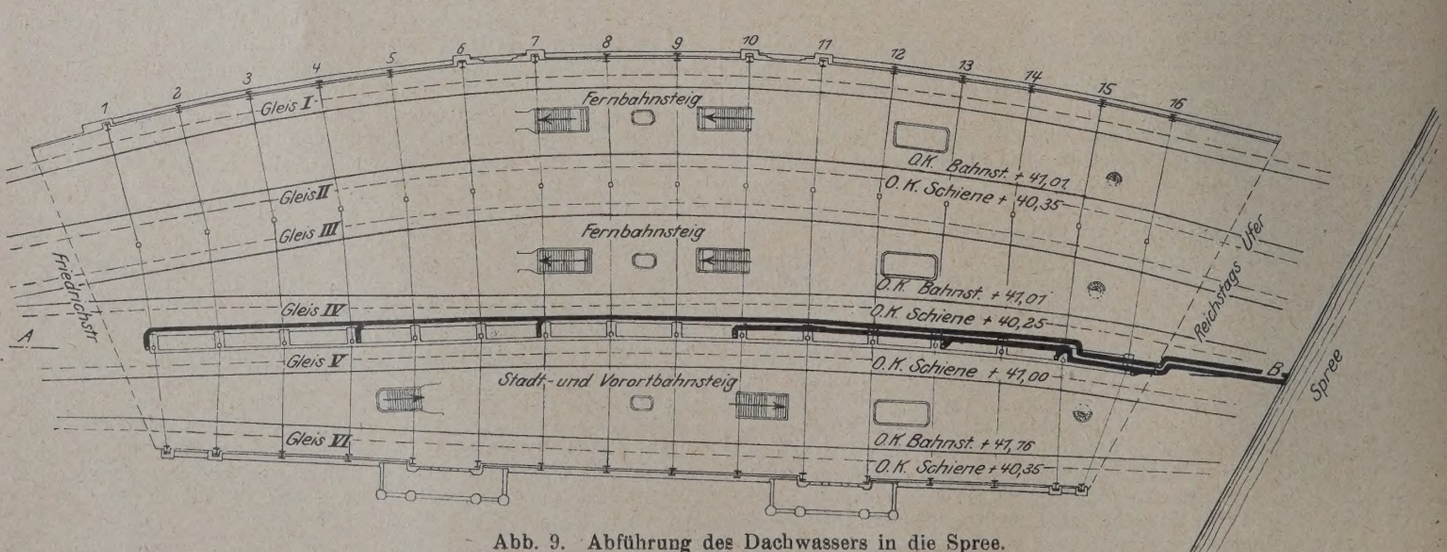
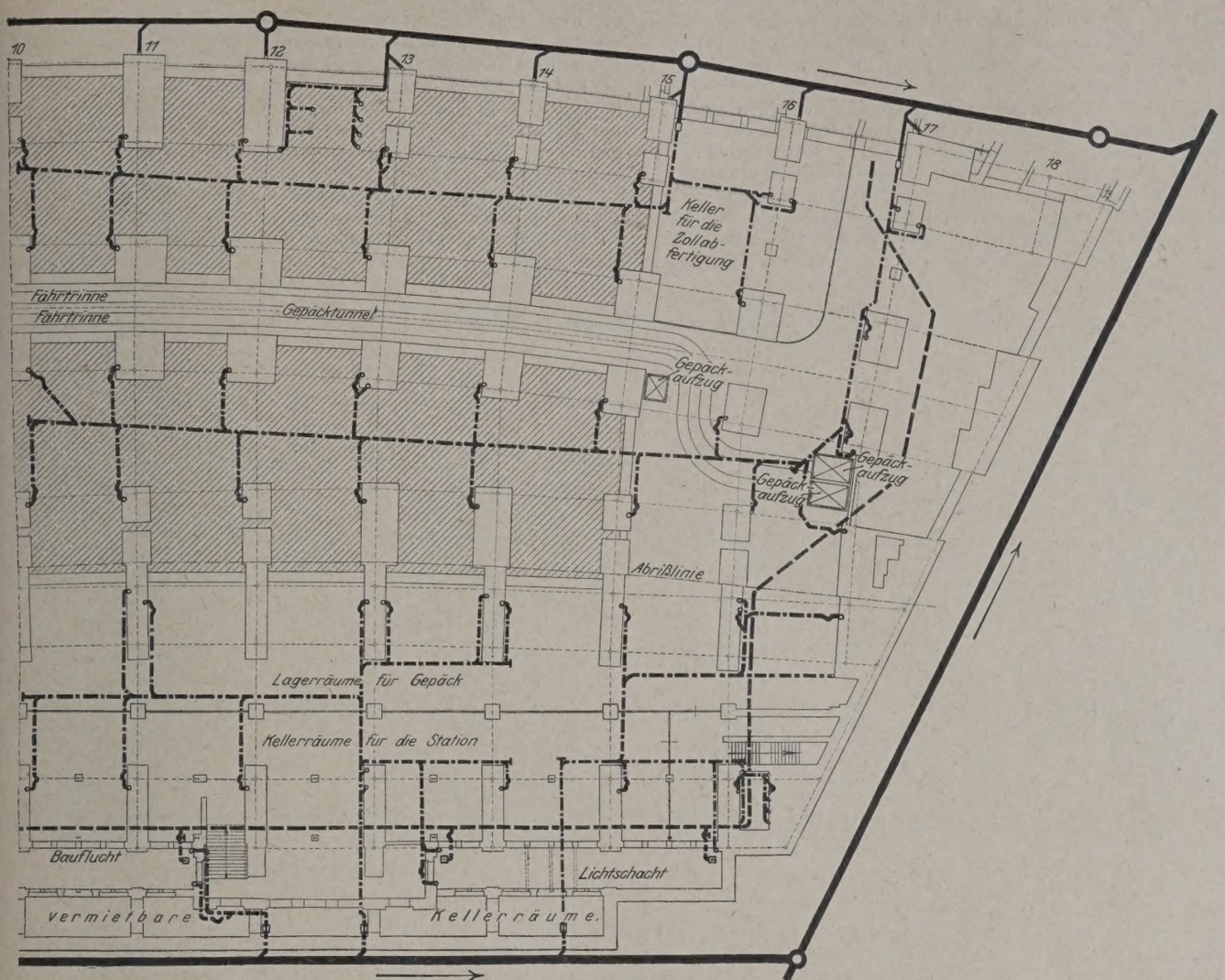


Abb. 9. Abführung des Dachwassers in die Spree.
Grundriß.



Zu Abb. 8.

Flucht zusammenhängend vorgesehen, so daß der Wirtschaftsbetrieb ein geschlossenes Ganzes bildet. Der Zugang findet von der Georgenstraße durch eine breite Treppe statt. Eine Kontrolle gegenüber der Treppe ermöglicht die Beobachtung des Zu- und Abgangs. Die Warenannahme und das Magazin sowie auch die Warenausgabe sind zusammen angeordnet. Ebenso sind die großen Vorräte an Wein so gelagert, daß sie immer die Kontrolle passieren müssen. Anschließend an die Vorratsräume liegen die eigentlichen Kühlräume für den Küchenbetrieb (Abb. 7), in denen Fleisch, Geflügel, Konserven, Wild sowie Gemüse und alles, was täglich in einem Küchenbetrieb verarbeitet wird und vor dem Verderben geschützt werden muß, kühl gelagert werden kann. Die Kühlanlage für Lebensmittel besteht aus vier Abteilungen, die auf verschiedene Grade heruntergekühlt werden können. Die Kältezuführung kann durch besondere Ventile geregelt werden. Die Kühlung selbst geschieht durch eine neuzeitliche Kühlanlage, bestehend aus Kompressor, Kondensator, Solepumpe und Tauchrefrigerator, und wird durch einen Elektromotor angetrieben. Es besteht auch die Möglichkeit, Eis für die Büffetts auf den Bahnsteigen, die namentlich im Sommer von den Durchreisenden stark beansprucht werden, in kleinen Mengen herzustellen. In Verbindung mit den Kühlräumen steht die kalte Küche; diese ist ausgerüstet mit einem besonderen Kühlschrank mit verschiedenen Abteilungen, in denen portionierte Speisen, kalte Platten, Salate usw. aufbewahrt werden können und der ebenfalls von der Hauptkältemaschinenanlage mit heruntergekühlt wird. Die Hauptküche nimmt den größten Raum ein und ist ausgerüstet in erster Linie mit einem großen Senkingschen Tafelherd $3{,}5 \times 1{,}3$ m Plattengröße mit zwei Doppelfeuerungen und drei breiten durchgehenden Bratöfen. Da die Räumlichkeiten der Wirtschaftsräume, dadurch, daß diese in dem alten Bauteil untergebracht werden mußten, immerhin beschränkt sind, so ist über dem Herd eine Vorrichtung getroffen, die es ermöglicht, Kasserollen und Geschirr, die der Koch in unmittelbarer Nähe haben muß, unterzubringen in Gestalt eines Bördes, das auf kräftigen gußeisernen Säulen auf der Platte befestigt ist. Vom Herde aus wird durch eingebaute Schlangenheizkörper das heiße Wasser für Spülzwecke erzeugt und in einem großen Boiler von 800 l Inhalt aufgespeichert, der an der

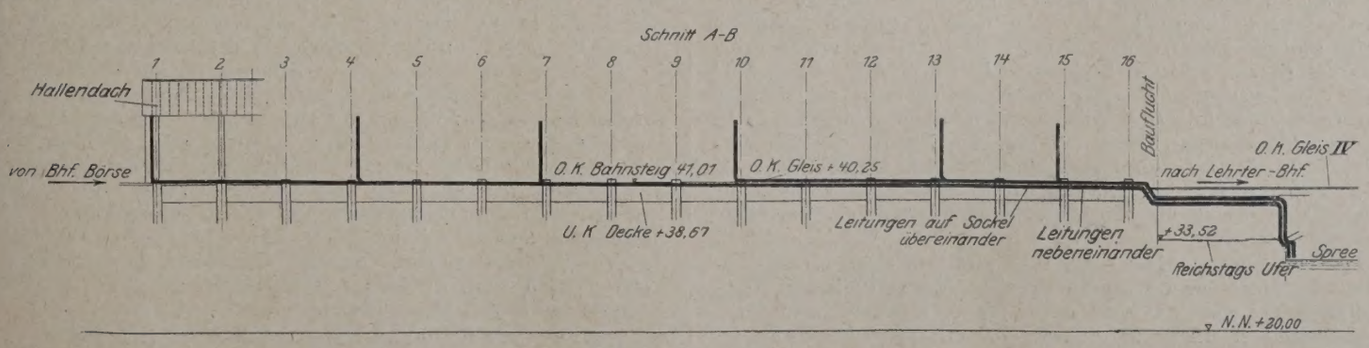


Abb. 9. Längsprofil.

Decke der Küche befestigt ist. Es sind weiter vorgesehen zwei große Bierkühlräume, die von derselben Kältemaschinenanlage gekühlt werden und die dazu dienen, Bier, Mineralwasser usw. in großen Mengen einzulagern und mit geeigneter Temperatur zum Ausschank zu bringen. Die beiden Bierkühlräume liegen so, daß sie mit den beiden großen Büffettanlagen für die Wartesäle 1. und 2. sowie 3. und 4. Klasse in unmittelbarer Verbindung stehen. Das Bier, das an den Büffetten ausgeschenkt wird, kommt durch eine Zinnleitung unmittelbar aus den gekühlten Bierräumen. Es besteht weiter die Möglichkeit, die Küchenanlage durch Einbau geeigneter Apparate um eine besondere Backstube zu erweitern, wenn sich bei normalem Verkehr die Notwendigkeit und Zweckmäßigkeit einer eigenen Bäckerei ergeben sollte. Im ganzen sind die Räume so angeordnet, daß der Küchenbetrieb sich möglichst bequem und reibungslos abspielt. An den beiden Längsseiten des Herdes sind die Arbeitstische so angeordnet, daß die Köche unmittelbar, ohne einen Weg machen zu müssen, von dem Tisch nach dem Herd herüberlangen können. Von dem Arbeitstisch gehen die fertigen Gerichte zum Wärmetisch bezw. zu den Speisenaufzügen, die sie zu der oberen Anrichte befördern. In einem dritten Fahrstuhl kommt das abgebrauchte Geschirr von oben herunter und geht sogleich in die Geschirrwäsche. Dort befinden sich für die verschiedenen Arten von Geschirr, Bestecke, Tassen, Teller und Platten, je besondere Spülen, in denen das Geschirr gereinigt, auf Tischen abgestellt und von hier aus in Regalen untergebracht wird. Für das Küchengeschirr (Kasserollen usw.), das ausgekocht werden muß, besteht eine besondere Kasserollenspüle.

Die Lieferung und Installation der gesamten Küchenanlage, bestehend aus Herdanlage Warmwasseranlage, der vollständigen Kühl- und Kälteanlage sowie der Büfettanlage für die Wartesäle, wird durch die bekannte Sonderfirma auf diesem Gebiete: Gebrüder Hammer, Berlin W 8, Mohrenstraße 56, ausgeführt.

Für die Entwässerung des Gebäudes (Abb. 8) war es von besonderer Bedeutung, daß die Rohrsohle des Straßenkanals erheblich höher liegt als ein großer Teil der zu entwässernden Räume, insbesondere der Haupttoilettenanlage. Diejenigen Abwässer, deren Abflußstellen genügend hoch über dem Kanal liegen, werden unmittelbar in die Vorflut geleitet. Die übrigen werden in Behältern in einem besonders hierfür angelegten Tiefkeller gesammelt und durch Pumpen gehoben und dann in den Straßenkanal geleitet.

Wir betrachten zunächst die erste Art der Abwässer: Die größte abzuführende Wassermenge kommt von den Dachflächen (Abb. 9), und da durch diese eine Überlastung des Straßenkanals zu befürchten war,

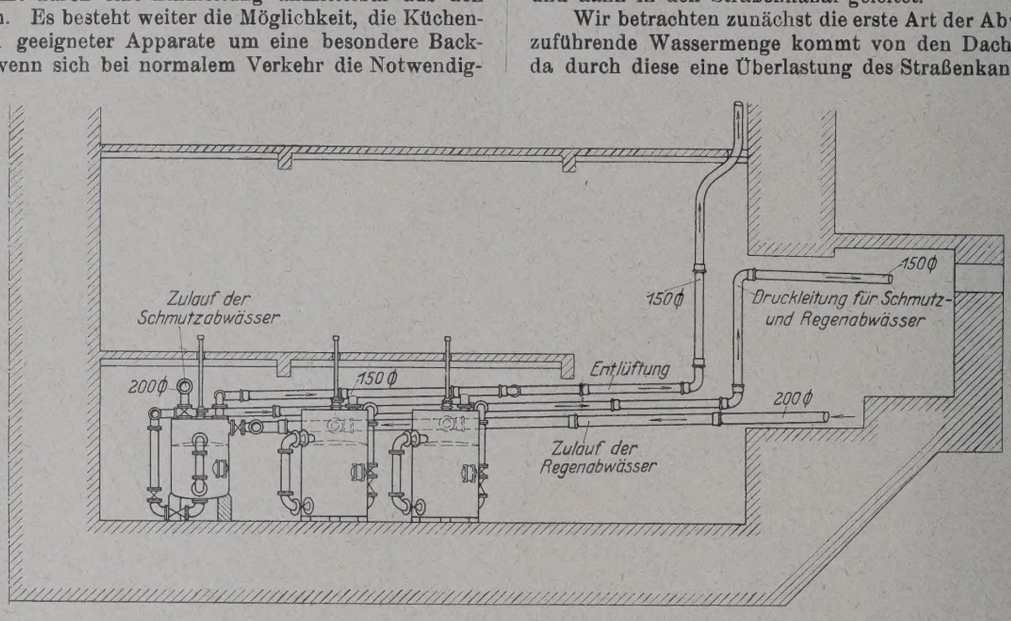


Abb. 10. Längsschnitt.

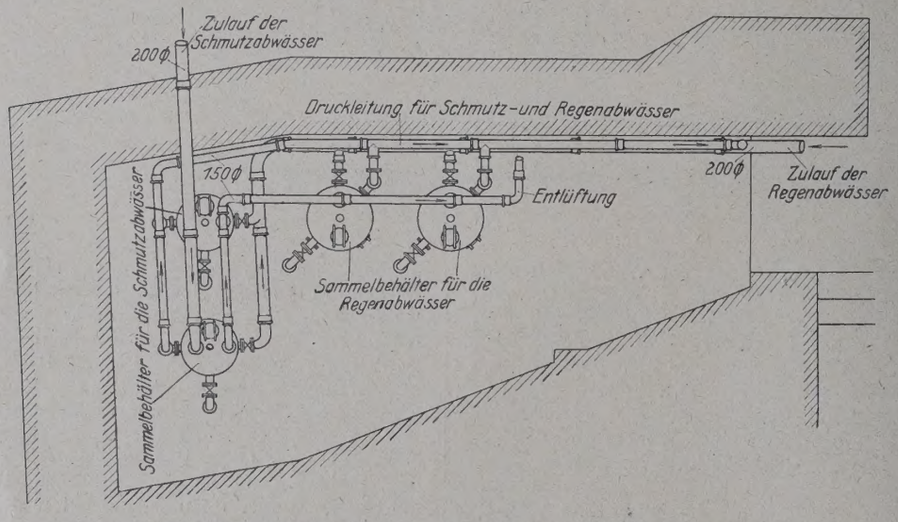


Abb. 10. Selbsttätige Schmutzwasserhebeanlage mittels Preßluft. Grundriß.

wurden die Dachwässer der nach dem Gebäudeinneren fallenden Flächen in zwei je 200 mm weite Rohre etwa in Höhe der Bahnsteige geführt und unmittelbar in die Spree abgeleitet. Die übrigen (äußeren) Dachflächen, die Ausgußbecken, Waschbecken, die zu ebener Erde und im Zwischengeschoß belegenen Toilettenanlagen finden ihren Abfluß auf gewöhnliche Weise in den nördlichen oder südlichen Straßenkanal. Als Entlüftung dienen in der Hauptsache die Dachabfallrohre und die einzelnen Strangleitungen. Einige Schwierigkeiten bereitete die Entwässerung der Bahnsteigbuden und Erfrischungsräume auf den Bahnsteigen; da die Rohrleitungen in der darunterliegenden Empfangshalle nicht sichtbar werden durften und die Massivdecke nicht genügende Höhe für die Unterbringung aufweist, wurden die Rohre ebenso wie die Heiz- und Kondensrohre in dem Hohlraum zwischen den Hauptunterzügen verlegt, der als wagerechter, von oben zu öffnender Rabitzkanal ausgebildet wurde, und dann an den Pfeilern im Schlitz heruntergeführt. Da eine Entlüftung durch Abfallrohre nicht möglich war, wurde die Geruchsicherung durch nichtleersaugbare Geruchverschlüsse bewirkt.

Die Gleisentwässerungen, deren Abflußleitungen gleichfalls in Pfeilerschlitzen heruntergeführt sind, werden ebenfalls, um ein Aus

treten der Kanalgase zu verhindern, durch Geruchverschlüsse geschützt. Die Abführung der übrigen Abwässer aus dem Erdgeschoß und Zwischengeschoß wurde in der gewöhnlichen Weise bewirkt. Fallstränge führen bis unter die Kellerdecke hinab, wo die Abwässer in Sammelröhren zusammengeführt und in die Straßenkanäle, nördlich zur Privatstraße, südlich zur Georgenstraße, abgeleitet werden. Die Abwässer des östlichen Bauteils gehen ebenfalls unmittelbar in den Straßenkanal der Georgenstraße, die der Fahrkartenausgabe über der Spree in den Kanal am Reichstagsufer.

Weniger einfach gestaltet sich die Abführung der Abwässer aus den Gebäudeteilen, die tiefer als der Straßenkanal (+ 32,5) liegen. Es sind dies hauptsächlich die Haupttoilettenanlagen, die Wirtschaftsräume des Bahnhofrestaurants, die Friseurräume und die Lichtschachtentwässerungen der Nordfront. Diese Wassermengen werden durch eine selbsttätig wirkende Druckluft-Hebeanlage in den Straßenkanal gepumpt.

Diese Hebeanlage, eine geschützte Erfindung der Firma Theodor Hölscher (Inh. Georg Neidl) Berlin, und von dieser geliefert, ist

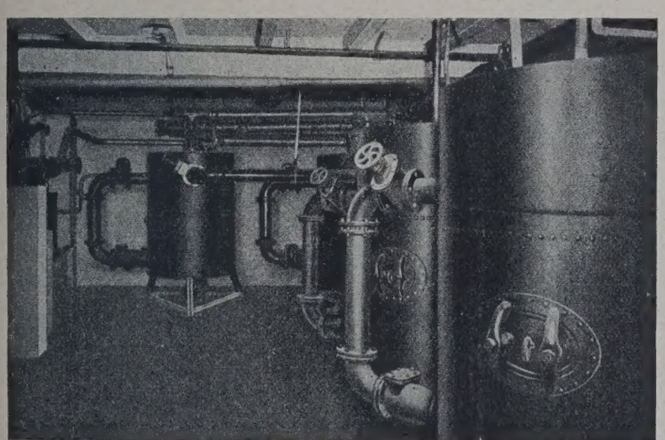


Abb. 11. Druckkessel der Hebeanlage.

in einem besonders hierfür hergestellten Pumpenraum aufgestellt, dessen Sohle auf Ord. + 27,05, d. h. 5,45 m unter der Kanalsohle liegt. Die Anlage (Abb. 10) ist in zwei Gruppen geteilt: Eine Gruppe von zwei Behältern dient für Schmutzwasser, eine zweite von gleichfalls zwei Behältern für Regenwasser, der zweite Kessel jeder Gruppe dient als Reservekessel.

Jeder Kessel besteht aus einer Kombination von Vorkessel und Druckkessel. Das Schmutzwasser fließt durch eine Zuflußrückschlagklappe in den Vorkessel und von da in den Druckkessel; der letztere ist mit einem Schwimmer samt Kontaktstange ausgerüstet, durch den ein Elektromotor (Abb. 12) eingeschaltet wird, wenn die Wasserhöhe im Kessel den höchsten zulässigen Stand erreicht hat. Der Motor setzt nunmehr einen Kompressor in Betrieb, der Druckluft erzeugt. Diese schließt die Zuflußklappe und drückt durch die Abflußklappe das Schmutzwasser in den Straßenkanal. Der Schwimmer sinkt nun wieder bis zu einer gewissen Tiefe, der Kontakt wird unterbrochen, der Kompressor hört auf zu arbeiten, die Abflußklappe schließt sich, während die Zuflußklappe und mit dieser das Entlüftungsventil sich öffnet. Nunmehr kann wieder neues Schmutzwasser aus dem Vorkessel in den Druckkessel gelangen, und das Spiel wiederholt sich. Die Behälter sind jeder für sich unabhängig benutzbar.

Für die Berechnung der Größe der Niederschlagwasser-Kessel ist eine Höchstzeit von 10 Minuten Regendauer und 20 Sekundenliter angenommen, so daß in der Stunde $20 \times 60 \times 10 = 12$ m³ Wasser befördert werden. Für die Schmutz- und die Regenwasserbeförderung sind je zwei Kompressoren mit zwei Elektromotoren und der erforderlichen Steuerung vorgesehen.

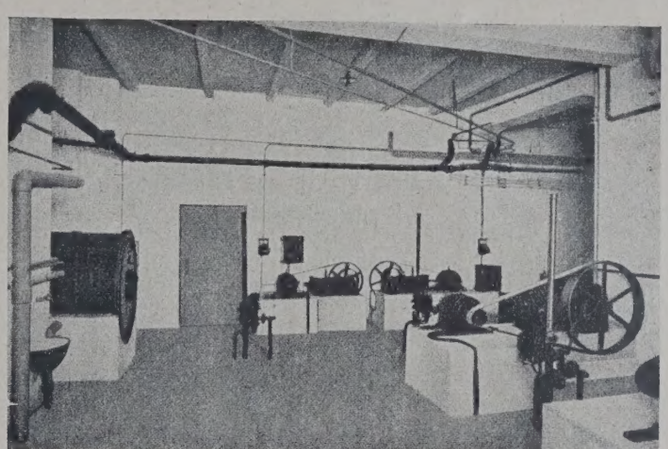


Abb. 12. Elektromotoren der Hebeanlage.

Die für den neuen nördlichen Bauteil dienenden Heizungs-, Be- und Entwässerungsanlagen sind voll in Betrieb und erfüllen die zu stellenden Anforderungen vollkommen. Vor allem hat sich auch an den kältesten Tagen des Winters 1923/24 die Heizung als voll ausreichend erwiesen.

Die Anlagen der noch im Bau befindlichen Teile werden mit den Bauarbeiten laufend gefördert, und ihre Fertigstellung ist gleichzeitig mit dem Gesamtbau des Bahnhofs im Sommer 1925 zu erwarten.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Entlüftung des Königsstuhltunnels in Heidelberg.

Ihr Entwurf und Bau und ein Vorschlag zu ihrer Verbesserung.

Von Prof. Dr.-Ing. **Gaber**, Karlsruhe.

Die neuen Bahnanlagen Heidelbergs, die bis auf den auch heute noch unvollendeten Personenbahnhof im Frühjahr 1914 in Betrieb genommen worden sind, werden mit der alten Neckartalbahn durch den in den Jahren 1909 bis 1912 erbauten 2,4 km langen zweigleisigen Königsstuhltunnel verbunden.

Dicht bei dem in der Rheinebene liegenden Westportal spaltet sich die zweigleisige Bahn in eine Güter- und Personenlinie. Unmittelbar vor dem im Neckartal liegenden Ostportal liegt der Bahnhof Heidelberg-Karlstor. Es war daher notwendig, für beide Fahrtrichtungen im Tunnel ein Haupt- und Vorsignal unterzubringen. Das Hauptsignal für die Fahrtrichtung nach dem Neckartal liegt 202 m und das dazugehörige Vorsignal 904 m vom Ostportal entfernt, während das Hauptsignal für die Fahrtrichtung nach Heidelberg 108 m und das dazugehörige Vorsignal 898 m vom Westportal entfernt aufgestellt werden mußte. Alle vier Signale sind Lichtsignale und werden durch elektrisch gesteuerten Kohlensäureantrieb bedient.

Es ist ein Verdienst des inzwischen leider verstorbenen früheren Vorstandes der Heidelberger Bahnbauinspektion 3, späteren Baudirektors Tegeler, darauf hingewiesen zu haben, daß eine künstliche Entlüftung in dem im Ostteile *S*-förmig gekrümmten Tunnel eingerichtet werden müsse:

1. für die Sichtbarmachung der Signale,
2. für den Schutz des Tunnelgewölbes und des eisernen Oberbaues vor den Rauchgasen,
3. aus Rücksicht auf die im Tunnel vor den Signalen zeitweise haltenden Personenzüge und gelegentlich arbeitenden Rottenarbeiter.

Da ich als Bauleiter des Königsstuhltunnels mich mit dem Entwurf und Bau der Entlüftungsanlage zu befassen hatte und die Anlage einzigartig in Deutschland ist, möge sie kurz beschrieben werden. Schließlich möge ein Weg gezeigt werden, wie der Unzulänglichkeit der Betriebsergebnisse abgeholfen werden kann.

A. Die bestehende Anlage.

1. Die Grundlagen.

Tegeler legte im Jahre 1907 den Entwurf in seinen großen Umrissen unter Mitwirkung der Maschinenfabrik G. Schiele & Co., Frankfurt a. M., fest durch eine die gegebenen örtlichen Verhältnisse vorzüglich ausnutzende und in ihrer Gesamtanlage vorbildliche Lösung.

Der Tunnel unterfährt zwei Berge, den Königsstuhl und den Gaisberg und den zwischen beiden liegenden Taleinschnitt, den Klingenteich. Um die Rauchbelästigung der wertvollen Umgebung der beiden Portale zu vermeiden, ordnete er etwa in Tunnelmitte am Klingenteich, also an der Stelle geringer Überlagerung einen Luftschacht an, an dessen Obermund die Tunnelluft aus den beiden Tunnelschenkeln, von den Portalen weg gegen die Tunnelmitte zu und durch den Schacht hinaus durch vier Gebläse abgesaugt werden sollte.

Als erste Vorarbeit, die gleichzeitig die Sohlstollenabsteckung kontrollieren sollte, ließ er durch die Firma Thiele & Höring, Heidelberg, 1908 lotrecht über der Tunnelachse ein Bohrloch von 27,5 cm Weite herstellen, das gleichzeitig Achse des künftigen Luftschachtes werden und den wünschenswerten Gebirgsaufschluß für dessen Bau geben sollte. Das laufende Meter Bohrloch kostete damals 82 Mark.

In dem Bestreben, die bisher in den Kostenanschlägen nicht enthaltenen Baukosten für die Lüftungsanlage möglichst einzuschränken, legte er vor endgültiger Planbearbeitung den inneren Schachtdurchmesser mit nur 2,50 m fest — viel zu klein, wie sich gegen Bauende schon herausstellte — und ließ im August 1909 mit dem Schachtausbruch durch die Firma Holzmann & Cie., Frankfurt a. M., beginnen, da sie auch den Königsstuhltunnelbau übertragen bekommen hatte. Im Sommer 1910 führte dann der Verfasser, der inzwischen die Bauleitung des Tunnels übernommen hatte, die Bearbeitung der baureifen Pläne für die Entlüftungsanlage durch.

Vorhandene Anlagen ähnlicher Anordnung mit Saugschacht in Tunnelmitte waren nicht bekannt.

Um nun die notwendige Maschinenleistung zu finden, stellte Tegeler aus eigenem folgende Berechnung auf, die die für die Atmung notwendige Verdünnung der Rauchgase als Grundlage nahm: Als größte Zugdichte wurden zehn Züge in der Stunde angenommen. Da eine Lokomotive im Tunnel auf 1 km 11,6 kg Kohle verbrennt und 1 kg Kohle 1,66 m³ Kohlensäure entwickelt, werden in dem rd. 2,5 km langen Tunnel in der Minute an Kohlensäure erzeugt

$$\frac{2{,}5 \cdot 10 \cdot 1{,}66 \cdot 11{,}6}{60} = 8 \text{ m}^3.$$

Aus der Literatur fand sich, daß die Kommission für die Londoner Untergrundbahnen als unschädlichen Kohlensäuregehalt 1,5‰ gegen 0,03‰ im Freien zugelassen hatte. Um die gleiche Verdünnung der Kohlensäure in dem Königsstuhltunnel zu erreichen, müssen also in der Minute an Frischluft zugeführt werden

$$\frac{8 \cdot 1000}{1{,}5 - 0{,}03} = 6660 \text{ m}^3.$$

Bei einer Saugleistung der Gebläse von rd. 7000 m³ in der Minute berechnete er bei äußerer Windstille eine Erneuerung der gesamten Tunnelluft in 18 Minuten bei einer Windgeschwindigkeit im Tunnel von 1,20 m/Sek. Für diese Größtleistung schlug die Maschinenfabrik Schiele drei langsam und geräuschlos laufende Schrägschaufelgebläse, Typ S 15, vor, denen als Reserve ein viertes Gebläse beigegeben werden sollte. Das Gebläse hat einen größten Durchmesser von 1,55 m und eine Breite von 1,05 m. Indem man jedes Gebläse durch einen damals sonst noch wenig verwendeten regelbaren Drehstromkollektormotor antreiben ließ, wollte man die Saugleistung der Gebläse der tatsächlichen Zugdichte anpassen können und errechnete sich folgendes Bild für die Arbeit der drei Aggregate:

Umdrehungen in der Minute . .	129	172	300
Saugleistung in der Minute . . .	3000	4000	7000 m³
Energiebedarf	17	39	204 PS

Der von Mannheim kommende Drehstrom von 8000 V konnte im Kabel durch das Westportal, die Tunnel- und Schachtröhre einem Transformatorenraum bei dem oberen Maschinenhause zugeführt werden, wo er durch Öltransformatoren in 120 V umgewandelt werden sollte. Die Durcharbeitung des baureifen Entwurfes mußte sich nun an dieses Programm und an den gegebenen Schachtdurchmesser halten.

Man erkennt, daß bei der Berechnung die Hauptforderung des Sichtbarmachens der Lichtsignale nicht die Grundlage gebildet hat und daß man der, wie sich nachher zeigte, irrigen Hoffnung war, daß eine genügende Verbesserung der Luft auch eine genügende Sichtigkeit erreichen werde.

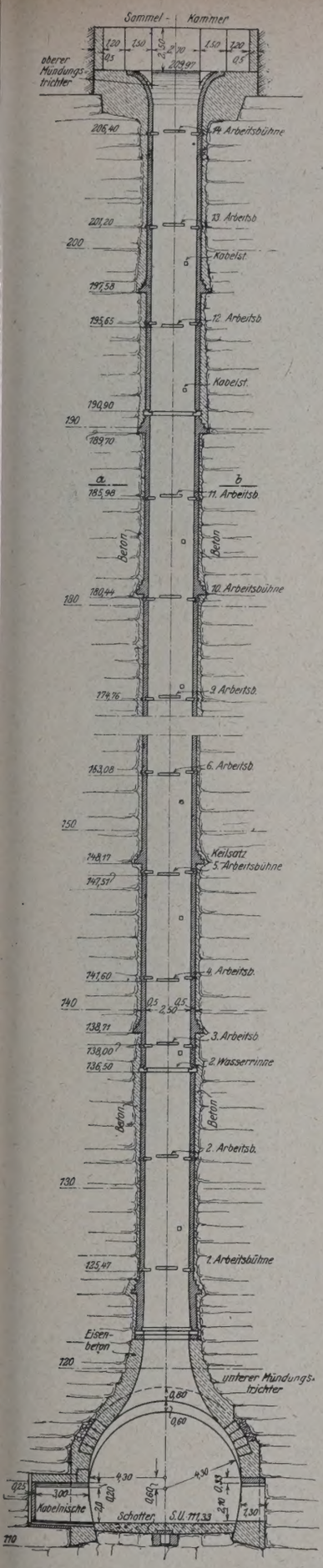
2. Die Schachtröhre.

Da das Probeloch auf seiner ganzen Tiefe von rd. 100 m einen gesunden, mittleren Buntsandstein durchfuhr, brauchte man nennenswerten seitlichen Gebirgsdruck auf die Schachtmauerung nicht zu befürchten und hatte nur mit gelegentlichem Wasserandrang über einigen wasserundurchlässigen Rötelbänken zu rechnen.

Der kreisrunde Schacht mit 2,50 m Durchm., dessen Achse genau über der Tunnelachse steht (Abb. 1), erhielt eine Mauerverkleidung aus vorzüglichen Klinkern der Ziegel- und Mühlenwerke Billigheim im Odenwald in ganzer Steinstärke. Der Zwischenraum zwischen den Klinkern und dem Gebirge wurde im allgemeinen satt ausbetoniert. Die Mauerung hat 1,5 cm Fugenweite und einen Mörtel aus 1 R.-T. Zement und 2 R.-T. Mainsand, der bekanntlich säurebeständig ist.

Um die Last der Schachtröhre vom Tunnelgewölbe fernzuhalten, wurde immer in rd. 10 m Höhenabstand das Klinkermauerwerk nach der Seite verbreitert und auf gute tragfähige Sandsteinbänke abgestützt. Da das in der Tunnelröhre abrieselnde Sicker- und Niederschlagwasser begierig die schweflige Säure der Rauchgase aufnimmt und so dem Fugenmörtel besonders gefährlich wird, ordnete man vier Rinnen in 20 bis 30 m Höhenabstand aus Sandsteinquadern an, die das Wasser immer wieder abfangen und einer gußeisernen Röhrenleitung von 6 cm Durchm. zuleiten.

Dicht über dem unteren Schachtmunde wurde die letzte Wasserrinne so eingebaut, daß sie den inneren Lichtraum des Schachtes freiläßt, indem man die innere Trichterröhre auf 2 m Höhe um 18 cm



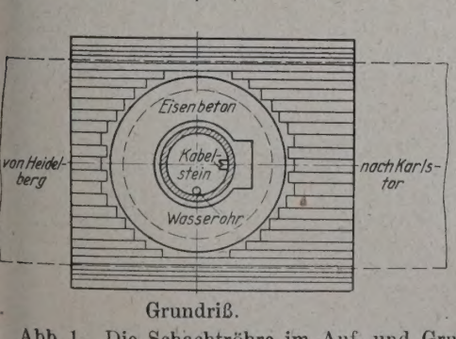


Abb. 1. Die Schachtröhre im Auf- und Grundriß mit Wasserrinne, Keilsatz, Arbeitsbühnenlöchern, Kabelsteinen.

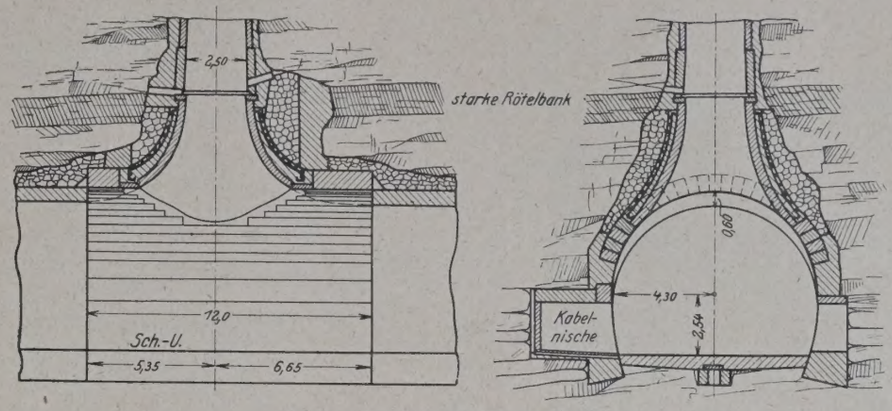


Abb. 2. Der untere Schachtmund.

trichterförmig erweiterte. Kabelsteine aus Sandstein und kleine Nischen, um gelegentlich Arbeitsbühnen für doch vorkommende Ausbesserungen bequem aufschlagen zu können, bilden die weitere Ausstattung des Schachtes.

Für den Baubetrieb hatte man am oberen Schachtmund einen hölzernen Förderturm mit elektrischem Motor eingebaut, der durch eine wagerechte hölzerne Förderbrücke mit der nahen Fahrstraße vom Klingenteich nach dem Speyerer Hofe verbunden war und die Abfuhr des Schachtausbruches auf 60 cm Spur nach dem nahe gelegenen Riesensteinbruch gestattete. Die sechseckigen Schachtkränze bestanden aus überplattetem Rundholz und hielten die lotrechten Vorsteckdielen. Durch eine lotrechte Bretterwand trennte man einen dreieckigen Raum von dem Schacht ab, in dem die Arbeiter auf Leitern von oben her ihre Baustelle erreichten. Es war wirklich kein Vergnügen, gegen Schluß des Schachtausbruches rd. 90 m an diesen Leitern lotrecht in die Höhe zu klettern. Die Baustoffe wurden mit Pferdefuhrwerk auf der nahen Fahrstraße herbeigeführt und gelangten wieder mit der Motorwinde in den Schacht hinab. Die Maurerkolonne bestand aus einem Vorarbeiter und zwei Maurern im Schacht, die täglich vier bis fünf Klinkerschichten, also 0,30 bis 0,40 m versetzten. 1 m³ Ausbruch kostete 365 Mark, 1 m³ Klinkermauerwerk einschließlich Füllbeton 78 Mark.

Der Schachtbau war April 1911 nach $1^1/_2$ jähriger Bauzeit beendet.

3. Der untere Schachtmund.

Die Schachtachse trifft die Tunnelachse im Abstand von 1257 m vom Westportal und 1230 m vom Ostportal. Der zugehörige Tunnelring erhielt eine Länge von 12 m gegenüber der Regellänge von 8 m in der übrigen Tunnelstrecke. Auch wurde sein halbkreisförmiges Sandsteinquadergewölbe mit dem normalen Halbmesser von 4,30 m gegen die Nachbargewölbe um 0,60 m höher gesetzt, damit man den Schacht gelegentlich durch Einbau von Lehrbogen und Schalhölzern im Schachttunnelring abschließen konnte, ohne das obere Tunnelprofil für den Zugverkehr zu verengen. Nach vergeblichen Entwurfsversuchen, den Schachttrichter aus Sandsteinquadern wie das übrige Tunnelgewölbe zu bilden, ließ man die Schachtröhre 3,5 m über dem inneren Tunnelgewölbescheitel aufhören und sah als Baustoff für den Übergangskörper Stampfbeton 1 : 3 : 4 vor, dessen innere Fläche abwechselnd mit $^1/_2$ und 1 Stein starken Klinkern verkleidet und an dessen Rückfläche eine Eisenbewehrung in wagerechter und lotrechter Ebene aus 16 mm starken Rundeisen angeordnet wurde (Abb. 2).

Die Betonrückfläche wurde mit einer 1 mm starken Bleiplatte gegen das andringende Gebirgswasser geschützt, das in hier üblichen Rinnen über den Tunnelgewölbekämpfern und durch Abfallschächte dem Tunnelkanal zugeleitet wurde.

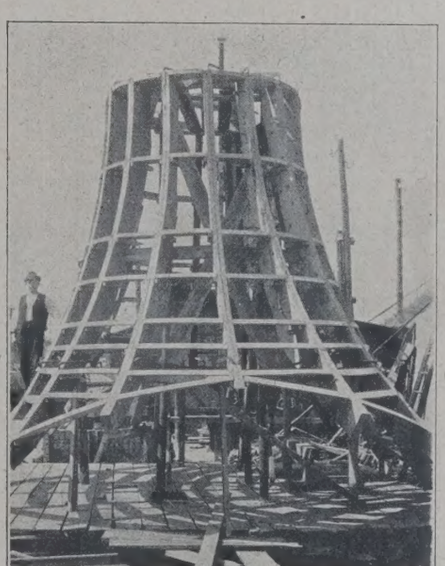


Abb. 3. Das Holzgerippe für den unteren Schachtmund.

Um die Luft gut aus der wagerechten Tunnelröhre in die lotrechte Schachtröhre überzuleiten, wurde die Trichterfläche so festgelegt, daß sie, im Längsschnitt in der Tunnelachse, einen $^1/_4$-Kreisbogen mit 7,25 m Halbmesser ergibt, der die wagerechte Tunnelgewölbescheitellinie und die lotrechte Schachtgerade berührt. Im Schnitt senkrecht zur Tunnelachse dagegen bildet sie einen Kreisbogen mit 4,10 m Durchm., der die innere Leibung des Tunnelgewölbes und die lotrechte Schachtgerade berührt. In den übrigen Schnittebenen zwischen diesen beiden Hauptschnittebenen wurden die Kreishalbmesser gesetzmäßig von 7,25 m auf 4,10 m vermindert und möglichst lange in der tangentialen Berührung an der inneren Tunnelgewölbefläche festgehalten.

Die wagerechten Sandsteinquaderschichten des 80 cm starken Tunnelgewölbes setzte man von der Ringmitte an treppenförmig zurück, um einen guten Verband des Eisenbetontrichters mit dem Gewölbe zu erzielen.

Der Zwischenraum zwischen Trichter und Gebirge wurde mit gesundem Granitausbruch aus dem Tunnel satt ausgepackt, um dem Wasser einen raschen Abfluß auf der Trichterrückfläche zu ermöglichen.

Für die Herstellung des Trichters wurden die üblichen eisernen Lehrbogen aus gebogenem I-Eisen im Tunnel aufgestellt und über den Schalhölzern ein Holzgerippe aufgebaut, wie es Abb. 3 zeigt.

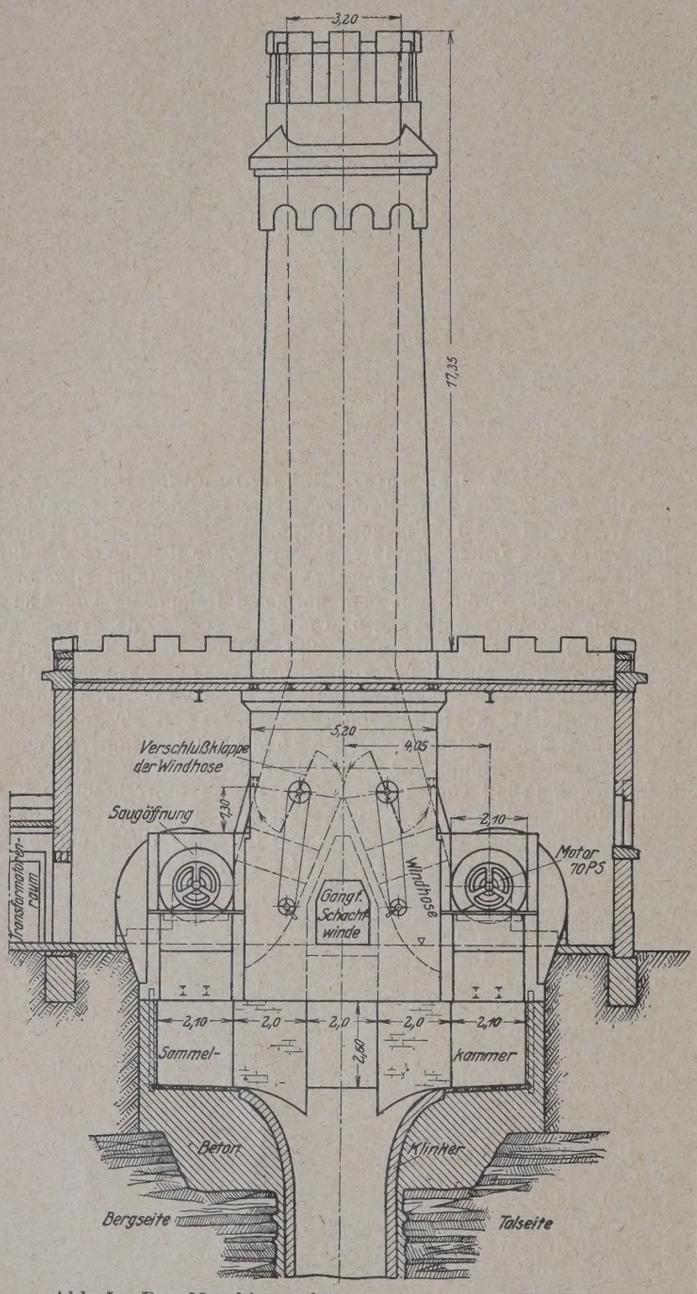


Abb. 5. Das Maschinengehäuse. Ansicht des Überbaues und Schnitt durch die Sammelkammer.

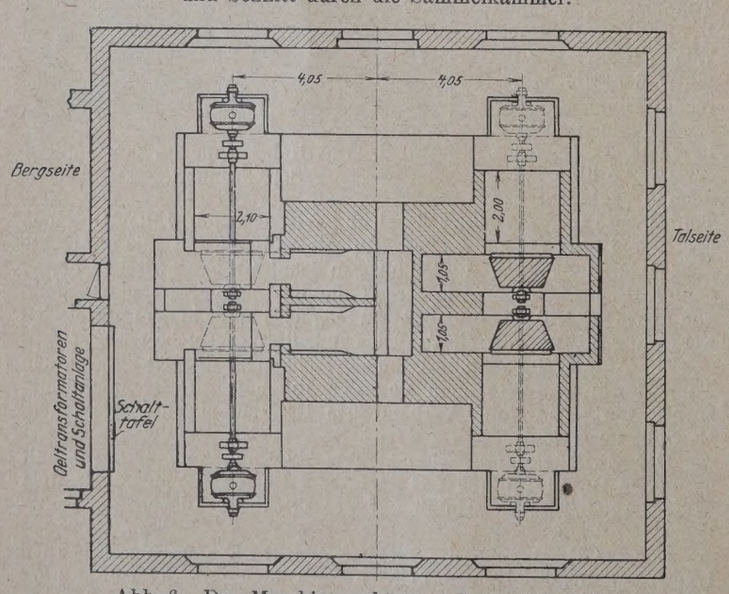


Abb. 6. Das Maschinengehäuse. Grundriß zu oben.

Zwischen den hölzernen Hauptrippen als Kreisbogen in lotrechten Ebenen spannen sich hölzerne Querrippen in wagerechten Ebenen, auf denen in der Längsrichtung von unten nach oben Schalbretter aufgenagelt wurden. Ähnlich wie die Gewölbequadern des Tunnelgewölbes wurden auch die Klinker und der Beton mit Winden hochgezogen, die an den Kronhölzern des Tunnelausbruches befestigt waren. Auf der Schalung des Holzgerippes konnten abwechselnd die Binder- und Läuferschichten der Klinker versetzt werden. Abb. 5 (s. u.) zeigt die Arbeit in dem beschränkten Arbeitsraum mit den eingebauten Eiseneinlagen der lotrechten Ebenen. Die Ausführung des Trichters geschah durch eine der im Tunnel vorhandenen Maurerkolonnen und bereitete weiter keine Schwierigkeiten. Die Trockenhaltung der Klinkerinnenfläche gelang ziemlich vollkommen.

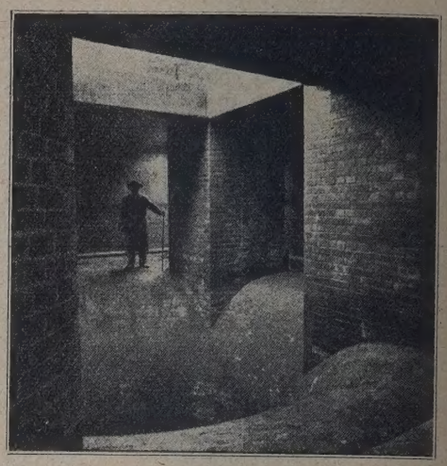


Abb. 4. Der obere Schachtmund und Blick in die Sammelkammer mit den Turmpfeilern.

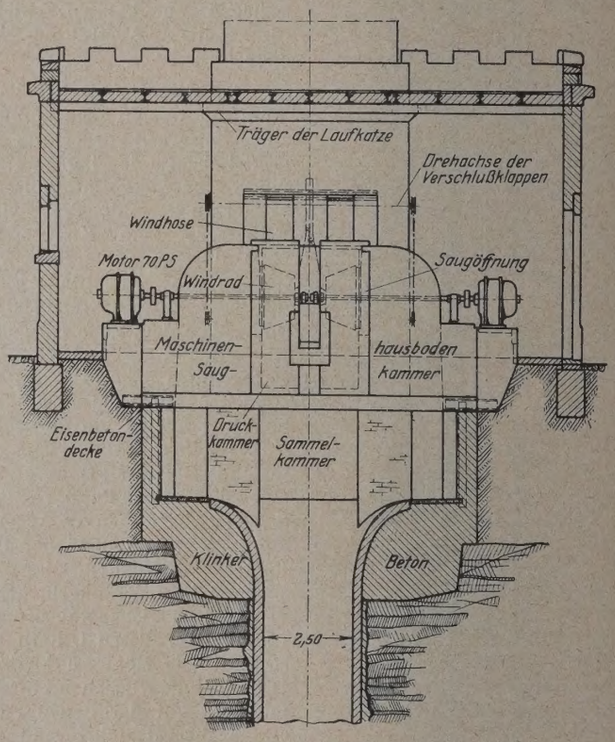


Abb. 7. Das Maschinengehäuse. Queransicht oben und Schnitt unten.

4. Der obere Schachtmund (Abb. 4).

Da der Luftschacht oben in eine Kammer mit rechteckigem Grundriß und ebensolchem Querschnitt mündet, aus der die Luft in einzelnen Saugschächten den Gebläsen zufließt, bildete man den oberen Mündungstrichter derart, daß man um die lotrechte Schachtachse sich eine Viertelellipse drehen ließ, die unten die lotrechte Schachtkante und oben den nahezu wagerechten Kammerboden berührt. Die 1 Stein starke Klinkerverkleidung der Schachtröhre wurde über diesen Umdrehungstrichter hinweg bis zu dem flachen Klinkerbelag des Kammerbodens geführt. Rings um den Trichter herum wurde das Gebirge auf rd. 5 m ausgebrochen und durch einen satt angestampften Beton die Fundamentplatte für die Pfeiler des Entlüftungsturmes gebildet. Der Trichter und die Fundamentplatte wurden als Abschluß des Schachtbaues noch von Holzmann & Co. bis April 1911 hergestellt.

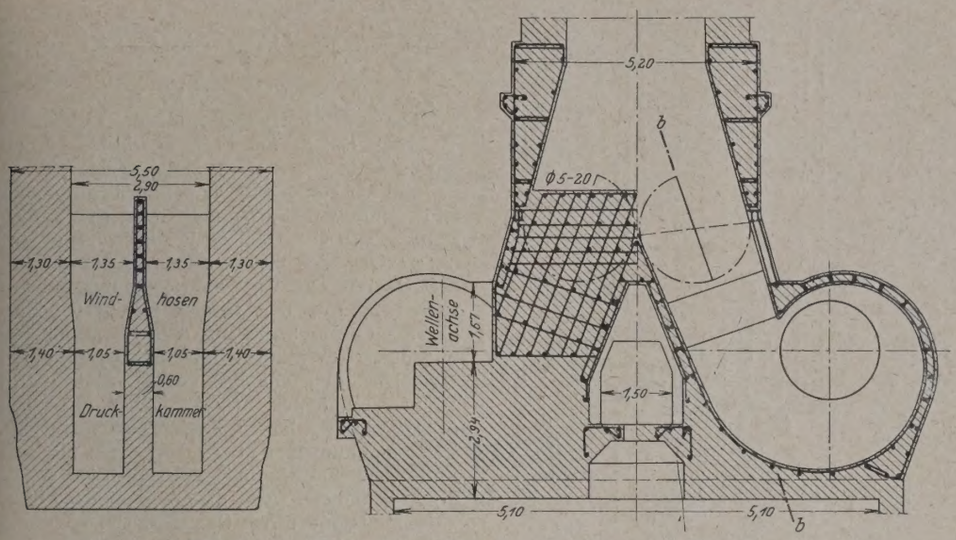


Abb. 8. Die Eiseneinlagen an der Druckkammer (Windhose).

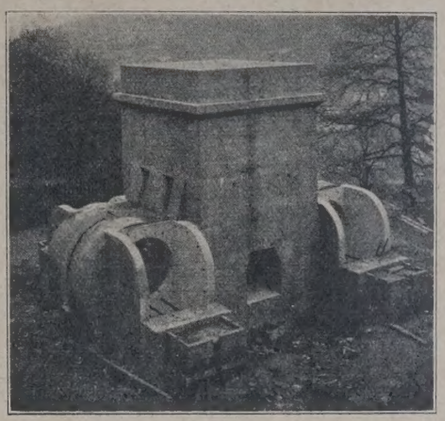


Abb. 9. Das Maschinengehäuse im Bau ohne Haus.

5. Die Maschinenanlage.

Der über die bewaldete und von belebten Spazierwegen durchzogene Umgebung weit hinausragende Entlüftungsturm stützt sich mit vier Pfeilern auf die Fundamentplatte, die den Boden der Sammelkammer bildet. Die Pfeiler bestehen aus Beton mit Klinkerverkleidung. An den vier Ecken der 2,5 m hohen Sammelkammer steigen vier rechteckige Saugkammern von 2,00 × 2,10 m Querschnitt lotrecht auf und lehnen sich seitlich an lotrecht stehende kreisrunde Saugöffnungen mit 2,10 m Durchm., durch die die Luft zu jedem der vier Gebläse gelangt. Die vier Gebläse haben wagerechte Achse und liegen paarweise zu beiden Seiten des Turmes sich gegenüber. Jedes Gebläse arbeitet in einem besonderen Spiralgehäuse, aus dem die Druckluft durch eine möglichst steil nach oben gerichtete Windhose in den Turm hinausgeschleudert wird.

Die Saugschächte und die Spiralgehäuse sind möglichst aus 25 bis 30 cm starken Eisenbetonwänden gebildet, und Blechabdeckungen sind tunlichst vermieden worden, um alle für die Spaziergänger lästigen Geräusche zu vermeiden.

An jedem Saugschacht hängt auf der dem Gebläse abgewendeten Seite das Fundament für den Motor. Die vier Windhosen liegen einander paarweise gegenüber und münden in den rechteckigen Unterbau des Turmes. Durch eine mit Hand betriebene Klappe mit wagerechter Achse in der Windhose kann der Luftstrom gedrosselt oder die Öffnung auch ganz verschlossen werden.

In den unteren Turmraum, der durch die Unterflächen der vier Windhosen begrenzt wird, führen zwei sich gegenüberliegende Türen auf eine Plattform, die unmittelbar über dem Schacht liegt und in der Mitte eine Klapptür besitzt. Auf dem Boden liegt ein Gleis zur Aufstellung einer Winde von 2 t Tragkraft, angetrieben durch einen 5pferdigen Motor, mit der man den Luftschacht bequem befahren kann.

Der 9 m hohe Turmunterbau aus Stampfbeton (Abb. 5 bis 7) trägt schließlich noch den 17,35 m hohen Turmschaft aus hammerrechtem Sandstein-Bruchsteinmauerwerk mit einem oberen Quaderkranz. Sein Inneres bildet ein auf dem Kopf stehender rechteckiger Kegelstumpf von unten 2,90 m und oben 3,20 m Seitenlänge.

Soweit die Betoninnenfläche der Kammern und Schächte von Rauchgasen bestrichen wird, erhielt sie einen mit der Stahlkelle geglätteten Zementverputz 1 : 1, der nach völliger Austrocknung zweimal mit Keßlers Fluat gestrichen wurde.

Im ganzen sind also vier Maschinenaggregate angeordnet; die Wellen von je zwei Aggregaten einer Seite liegen in einer Geraden. Die Anlasser und die Schalttafel liegen bei der Trennungswand zwischen dem eigentlichen Maschinenhaus und dem angebauten Transformatorenraum.

Abb. 8 zeigt die Eisenbewehrungen an der Druckkammer (Windhose).

Um die Gebläse und die Abschlußbleche der gekrümmten Oberfläche der Saugkammern vor der Zerstörung durch die Rauchgase zu schützen, wurden sie verbleit. Es hat sich allerdings gezeigt, daß diese Verbleiung keinen genügenden Schutz bietet, denn ein Teil der Schrägschaufeln war schon nach 6-jährigem Betriebe ganz abgerostet. Die Mauerwände dagegen waren glatt geblieben und haben sich nur leicht mit Ruß überzogen. Abb. 5 u. 7 geben die beiden Ansichten der Maschinenanlage und Abb. 9 das Gesamtbild des Maschinengehäuses wieder, wie es sich während des Baues (ohne Haus) gezeigt hat.

Das gesamte Maschinengehäuse bis zur Unterkante des Turmschaftes, also bis zum Hausdach, wurde nach engerem Wettbewerbe von der Firma Holzmann & Co. vom September 1912 bis April 1913 ausgeführt und kostete rd. 20 000 Mark. Der eigentliche Hochbau, das Maschinenhaus und der Turmschaft, erstanden im Sommer und Herbst 1913 und verschlangen 53 000 Mark. Der Maschineneinbau begann im Dezember 1913 und war Mitte Februar 1914 fertig, so daß bereits März 1914 der Lüftungsbetrieb aufgenommen werden konnte, als die Güterzüge nun regelmäßig durch den Königsstuhltunnel aus dem Neckartal in den neuen in Betrieb genommenen Güterbahnhof fuhren.

Die Gesamtkosten der ganzen Entlüftungsanlage betragen:

Luftschacht mit den beiden Mündungstrichtern	96 000	Mark
die Maschinenkammern	20 000	„
Gebläse und Zubehör	29 000	„
Motor und Zubehör	64 000	„
Kabel	10 000	„
insgesamt Luftanlage	219 000	Mark

6. Die Leistungen der Anlage.

Der den maschinentechnischen und elektrotechnischen Teil bearbeitende damalige Maschineninspektor Jakob Schmidt nahm gemeinsam mit der Maschinenfabrik Schiele Probeversuche an der fertigen Anlage vor und stellte dabei folgende Höchstleistungen fest:

1. Betrieb von drei Gebläsen,
2. Betrieb von vier Gebläsen.

Es bedeuten:

n die minutliche Umdrehungszahl des Gebläses und Motors,
Q die geförderte minutliche Luftmenge eines Gebläses,
Q_1 die gesamte Luftmenge, gefördert bei gleichzeitigem Betrieb aller drei oder vier Gebläse,
K den Gesamtverbrauch an kW durch die drei oder vier Gebläse.

Liste 1.

Gebläse	n	Q	Q_1	K
Betrieb von drei Gebläsen				
a) 1	310	2550		
2	317	3020	7940	170
4	312	2370		
b) 1	306	3040		
2	315	2570	7650	165
3	316	2040		
c) 2	317	2640		
3	317	2070	7640	171
4	315	2930		
d) 1	311	2400		
3	305	3090	7910	172
4	306	2420		
Betrieb von vier Gebläsen				
1	311	1970		
2	316	2130	7550	178
3	318	1680		
4	315	1770		

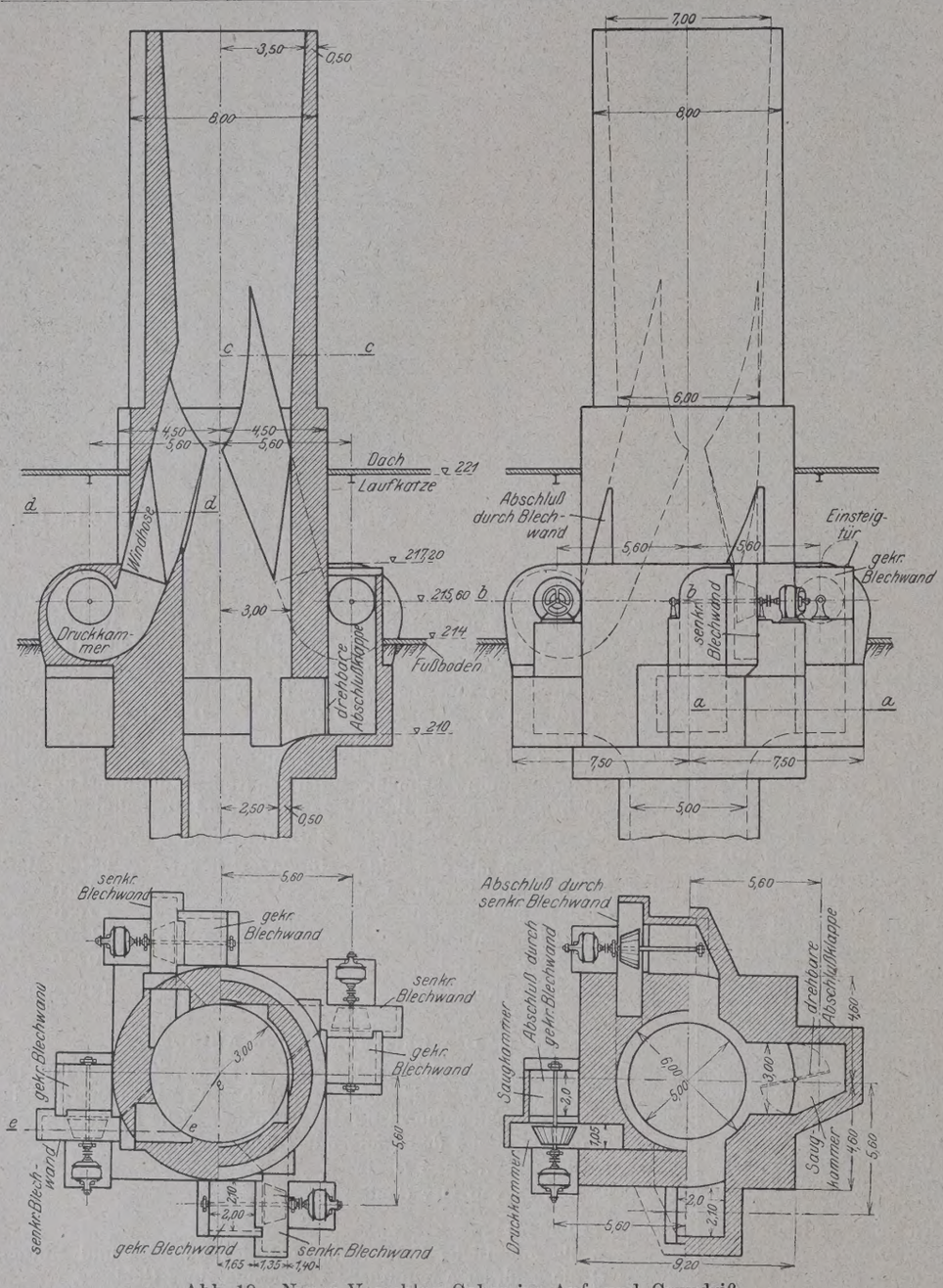


Abb. 10. Neuer Vorschlag Gaber im Auf- und Grundriß.

Die Wellen der Gebläse 1 und 3 bezw. 2 und 4 liegen in einer Geraden, so daß also der Luftstrom 1 den von 2 und der Luftstrom 3 den von 4 trifft. Zwischen der Druckluft der Windhose und der Saugluft des Saugschachtes wurde ein Druckunterschied von 71 mm Wassersäule gemessen.

Die Versuche bestätigten die schon bei der Einzelbearbeitung der Pläne gewonnene Erkenntnis, daß der bauliche und maschinelle Teil nicht richtig gegeneinander abgestimmt waren. Wenn man sich vergegenwärtigt, daß die Luft an der 2,10 m breiten Saugöffnung des Gebläses bei den Versuchen eine Geschwindigkeit von z. B. $\frac{3020}{60 \cdot 3{,}064} = 14{,}5$ m/Sek. hatte, während sie im langen und engen Luftschacht mit $\frac{7940}{60 \cdot 4{,}909} = 27$ m/Sek. strömen mußte, so erkennt man deutlich, daß der Luftschacht von vornherein unzureichend angelegt war. Die eingesaugte Luft müßte mit der Annäherung an das Gebläse stetig ihre Geschwindigkeit erhöhen und zur Verringerung der Reibung in dem nahezu 100 mm langen Schachtrohre möglichst langsam strömen. Statt dessen herrscht hier eine Geschwindigkeit von 27 m/Sek. Der Luftschacht ist also viel zu eng. Seine richtige Weite d ergibt sich, wenn man vier Gebläse zusammen 12 000 m³/Min. fördern lassen will, aus der Überlegung, daß die Luftgeschwindigkeit im Schacht etwa das arithmetische Mittel zwischen Luftgeschwindigkeit im Tunnel und Luftgeschwindigkeit in der Saugöffnung der Gebläse sein soll. Danach berechnet sich

$$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{1}{2}(45 + 3{,}46) = 24{,}2 \text{ m}^2;$$
$$d = 5{,}55 \text{ m}.$$

Es wurde festgestellt, daß der elektrische Teil ohne Gefahr um 25 % überlastet werden durfte.

Bei der von der Maschinenfabrik gewählten und schon von Anfang an festgelegten Aufstellung der vier Gebläse je paarweise gegenüber erwies sich der vorgesehene Betrieb von drei Gebläsen bald als unzweckmäßig, da der Luftstrom aus den beiden sich gegenüberliegenden Windhosen in den Leerraum der unbenutzten Windhose hineinstürzte und ein ergiebiges gleichmäßiges Arbeiten der Maschinen unmöglich machte. Aber auch das Gegeneinanderarbeiten zweier Gebläse erwies sich als ungünstig, da trotz des spitzen Winkels, unter dem sich die inneren Flächen der Windhosen schneiden (Abb. 8), unregelmäßige Luftwirbel entstanden, die Gebläse sich gegenseitig be- und entlasteten und dadurch ein ständiges Schwanken in der Belastung der einzelnen Motoren auftrat. Diese unerwünschte Wirkung verschwand auch nicht ganz, nachdem man später in der lotrechten Ebene durch die Turmachse parallel den Gebläsewellen eine hölzerne Scheidewand als Verlängerung der Windhoseninnenflächen aufgestellt hatte.

Der wirtschaftliche Betrieb von vier Gebläsen scheiterte vollkommen an dem zu kleinen Durchmesser des Luftschachtes von nur 2,50 m und an dem dadurch bedingten großen Energieaufwande für die Überwindung der Reibung in der langen Schachtröhre. Nach vorigem errechnet sich der richtige Schachtdurchmesser in roher Weise zu ungefähr 5,50 m und die Luftgeschwindigkeit im Schacht zu etwa 8 m/Sek. gegen 2,20 m im Tunnel und 14,40 m am Gebläseeintritt. Die ähnlich, aber später gebaute Entlüftungsanlage an der Berner Alpenbahn im Tunnel zwischen Münster und Grenchen hat einen Schachtdurchmesser von 5 m bei einer Länge von 203 m und einer Luftmenge von 9000 m³/Min. gegen 12 000 m³/Min. Höchstleistung hier.

7. Luftbeobachtungen im Schacht und Tunnel.

Die Luft des Schachtes hat keine unmittelbare Verbindung mit dem Turm, sondern muß auch bei stillstehenden Gebläsen im Winter durch Sammelkammer, Saugschächte, Gebläse und Windhosen in den Turm oder im Sommer umgekehrt aus dem Turm in den Schacht gelangen. Gleichwohl macht sich der Einfluß der natürlichen Entlüftung, wie zwei Beobachtungen Schmidts ergeben haben, bemerkbar.

Luftgeschwindigkeit im Tunnel in m/Sek.:	27. Juni	29. Juni
150 m ab Ostportal und 1080 m östlich des Luftschachtes	1,44	1,57
150 m westlich des Luftschachtes	1,45	1,21

Am 1. August konnte im Schacht bei 32 ° Außentemperatur und 17 ° Tunnelluftwärme, also bei 15 ° Wärmeunterschied eine Luftgeschwindigkeit von 2,10 m/Sek. gemessen werden.

Beobachtung des künstlichen Zuges im Tunnel und Einfluß des Windes.

Bei gleichzeitigem Betriebe von drei Gebläsen wurden folgende Luftgeschwindigkeiten im Tunnel bei äußerer Windstille abends zwischen 6 und 9 Uhr festgestellt:

	27. Juni	29. Juni
150 m östlich des Luftschachtes	2,06	1,88 m/Sek.
150 m westlich des Luftschachtes	1,80	0,00 „

Lag Außenwind auf einem Tunnelportal, so wendete man auf Grund längerer Betriebserfahrungen folgendes Verfahren bei der Entlüftung an:

Man ließ z. B. drei Gebläse laufen und beschleunigte so die Luftgeschwindigkeit im östlichen Tunnelschenkel, auf dem der Wind lag, und damit seine Rauchentleerung. Nach genügendem Erfolg stellte

man die Gebläse ab und ließ den westlichen Tunnelschenkel durch den Ostwind frei von Rauch blasen. Es wurde festgestellt, daß bei mittlerem Ostwind z. B. zur Säuberung des östlichen Tunnelschenkels von 1230 m Länge 6 Minuten Maschinenbetrieb notwendig waren, wobei der Rauch am Westschenkel ziemlich unbeweglich stand. Nach Abstellen der Gebläse dauerte es 12 Minuten, bis der Ostwind auch den 1257 m langen westlichen Tunnelschenkel rauchfrei geblasen hatte. Bei diesem Verfahren wurde natürlich die Umgebung, hier des Westportals, von der Tunnelluft belästigt.

1. die Anordnung des Schachtes lotrecht über dem Tunnel nicht wünschenswert ist,
2. daß der Neubau eines Schachtes nicht teurer kommen wird als die Erweiterung und der Ausbruch des vorhandenen,
3. daß der Neubau eines Schachtes nebst Maschinenhaus und Turm seitlich heraus ohne jede Betriebsstörung im Tunnel und auch bis fast zum Schlusse ohne Betriebsstörung der vorhandenen Entlüftungsanlage durchgeführt werden kann,

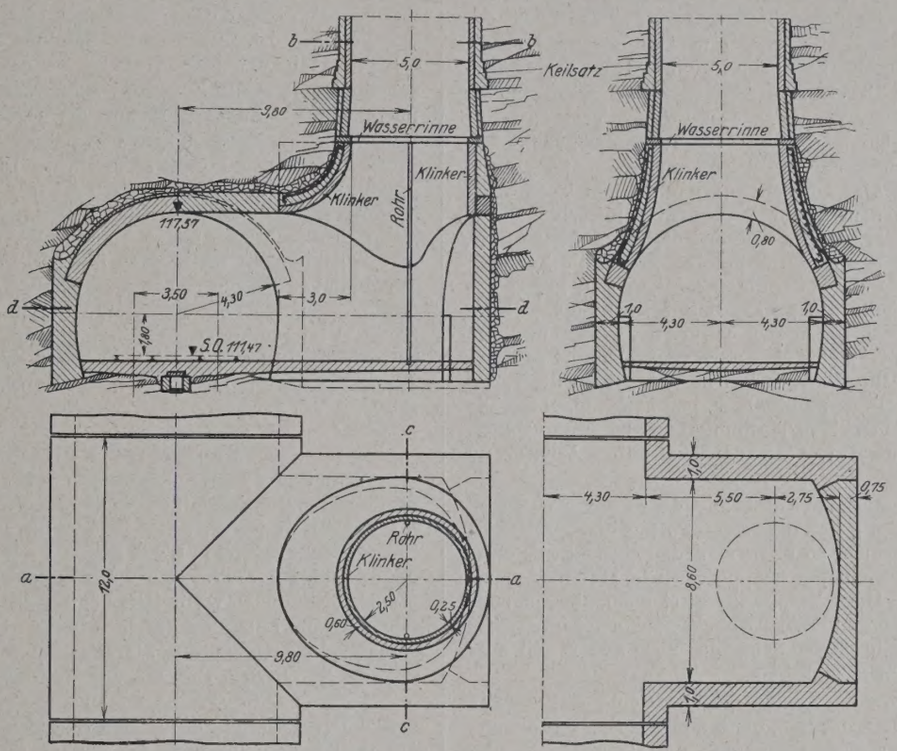


Abb. 11. Neuer Vorschlag Gaber. Unterer Schachtmund.

8. Verbesserungsvorschläge.

Zunächst seien die Hauptmängel der Entlüftungsanlage, wie sie sich schon während des Entwurfes, aber hauptsächlich während des Betriebes herausgestellt haben, noch einmal aufgezählt.

1. Der Schachtdurchmesser ist erheblich zu klein und der Energieverbrauch zur Überwindung der Luftreibung im Schacht viel zu groß.
2. Luftschacht und Turm stehen nicht in unmittelbarer Verbindung, so daß die natürliche Entlüftung nicht genügend ausgenutzt werden kann.
3. Die gewählte Anordnung von je zwei nebeneinanderliegenden Gebläsen auf zwei sich gegenüberliegenden Seiten des Turmes ist unzweckmäßig, weil der Betrieb von drei Gebläsen schwere Nachteile bringt und weil das Gegeneinanderprallen der beiden Luftströme aus den sich gegenüberliegenden Windhosen den Wirkungsgrad verringert.
4. Durch den zu engen Turm ist die Austrittsgeschwindigkeit der Luft in die Freiluft und damit der Verlust an lebendiger Kraft zu groß.

Regierungsbaurat Maas, der sich mit der Entlüftungsanlage während des Krieges zu befassen hatte, hat im „Bauingenieur“ 1922, Heft 21 u. 22, zum Teil aufbauend auf den Arbeiten von Wißmann, die Entlüftungsanlage gründlich und zutreffend rechnerisch untersucht und zum Schlusse seiner beachtenswerten Arbeit einen Vorschlag zur Verbesserung ausgearbeitet, wobei er die Schachtachse beibehält, den Schacht selbst aber bis zu der durch die vier Turmfüße gegebenen Grenze im Innern auf 3,30 m Breite erweitert. Dem vorhandenen Turm weist er die Luft der beiden nebeneinanderliegenden Gebläse zu, während er die beiden anderen gegenüberliegenden Gebläse herumdreht und ihre Windhosen in einen zweiten neu herzustellenden Turm münden läßt. Er weist an Hand angestellter Versuche an der vorhandenen alten Anlage überzeugend nach, daß alsdann die Leistung der vorhandenen Gebläse bei wirtschaftlichem Energieverbrauch mindestens auf 11 300 m³/Min. gebracht werden kann.

Unabhängig davon habe ich bereits im Juli 1919 einen Abänderungsvorschlag durchgearbeitet, der davon ausgeht, daß

4. daß nach Schaffung einer neuen Anlage der alte Schacht mit anschließendem Turm nach Abbruch der dünnen Windhosenwände eine wertvolle natürliche Entlüftung neben der neuen maschinellen Entlüftung sicherstellen wird.

An der Verwendung der nun einmal vorhandenen Gebläse nebst Motoren wird festgehalten, wenngleich man bei neuem Bezuge der Maschinen wohl kaum mehr auf die Verwendung von so vielen Aggregaten kommen würde. Die vier Gebläse werden aber gemäß Abb. 10 nun so angeordnet, daß sie gleich günstig einzeln wie zusammen arbeiten können. Es wurde bei dem Entwurf weiter beachtet, daß es unklug ist, Wasser- und Luftfäden geradeführen zu wollen, da sich die Wirbelbildung und der innere Kraftverbrauch dann nicht vermeiden läßt. Die natürlichste Linie für die Fortbewegung in der Ebene ist die Wellenlinie und im Raum die Schraubenlinie. Kein erfahrener Ingenieur weist einem Fluß bei seiner Korrektion einen geraden Lauf zu, sondern führt ihn in Serpentinen weiter.

Wenn man nun im Turminnern einen Kreisquerschnitt wählt, so kann man die vier Windströme im Grundriß etwa tangential zum Kreisumfang in das Turminnere einführen, so daß jeder vom anderen unabhängig ist und jeder einzelne im Aufriß seinen Strom in der natürlichen Schraubenlinie ins Freie hinausdreht. Bei dieser tangentialen Anordnung ist auch die Anzahl der Gebläse gleichgültig; man wird nur gut tun, sie gleichmäßig über den Kreisumfang zu verteilen.

Diese Lage der Gebläse hat einen weiteren Vorteil, daß nun der Schacht ohne Unterbrechung bis zum Turmende durchgeführt werden kann, so daß also bei der natürlichen Entlüftung die Luft nicht mehr durch Sammelkammer, Saugschacht, Gebläse und Windhose, also erst auf großem Umwege und abgedrosselt das Freie erreichen muß.

Wie Abb. 10 zeigt, erhält jedes Gebläse seine Luft durch einen lotrechten Saugschacht neben ihm, der mit kurzem, wagerechtem Gang radial aus dem Luftschacht ausmündet. Der rechteckige Querschnitt dieses Ganges kann durch eine um die lotrechte Achse drehbare Klappe ganz oder teilweise verschlossen werden.

Der Saugschacht mündet in seinem Oberteil, der wieder eine kreisförmig gekrümmte Wand hat, in eine kreisrunde Saugöffnung des Gebläses mit 2,10 m Durchm. Es ist darauf geachtet, daß

der Querschnitt des Saugschachtes gegen das Gebläse zu stetig abnimmt: von $3 \cdot 2{,}40 = 7{,}20$ auf $2{,}15 \cdot 2 = 4{,}30$ und auf $2{,}1^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 3{,}46\,m^2$, so daß vom Schacht bis zum Gebläse die Luftgeschwindigkeit stetig zunimmt.

Der neue, ebenfalls kreisrunde Schacht (Abb. 11) erhält einen lichten Durchmesser von 5 m, so daß seine Durchflußfläche mit 19,64 m² nun mehr vierma! so groß ist als die vorhandene alte und immer noch größer als die Fläche der vier Gebläse-Saugöffnungen mit 13,84 m².

Der Turmunterbau ist ein Kreiszylinder mit einem inneren Durchmesser von 6 m. Beim eigentlichen Turmschaft erweitert sich der Querschnitt bis zu einem Kreise von 7 m Durchm. am oberen Turmende, so daß der Energieverlust beim Luftaustritt ins Freie gegen heute wesentlich ermäßigt wird.

Indem man jedes Gebläse ferner so weit in den Turmunterbau hereinrückt, daß die Saugkammer gerade die Turmaußenwände berührt, kann man die Windhose ganz in der Turmmauer unterbringen. Jede Windhose ist so mit vier Ebenen aus der starken Turmwand herausgeschnitten, daß die dem Motor benachbarte lotrechte Ebene den kreisrunden Turmzylinder berührt, während die gegenüberliegende, ebenfalls lotrecht stehende Ebene der Windhose gegen die Zylinderachse zu abgedreht ist, damit eben die Windhose sich gegen das Turminnere zu erweitert und die große Luftgeschwindigkeit beim Austritt aus dem Gebläse sich gegen den Turm zu verlangsamt. Im Aufriß hat die Windhose zwei steile, aber auch gegeneinander geneigte Begrenzungsebenen, deren Mittelebene schon nicht mehr an die Turmwand stößt, sondern die Luft unmittelbar ins Freie abgibt. Die Saugkammern lassen im rechteckigen Turmunterbau vier starke Mauerfüße übrig, die die Turmlast sicher auf den guten Untergrund übertragen.

Sollte im Sommer die natürliche Entlüftung, die wegen der höheren Außenwärme einen Luftstrom gegen die beiden Portale erzeugt, Klagen der Portalumgebung hervorrufen, so kann man den Schacht mit einer um die wagerechte Achse drehbaren Klappe etwa in Maschinenhausfußbodenhöhe abschließen. Diese Klappe gestattet auch, die saugende Wirkung des aus der Windhose in den Turm austretenden Luftstromes auf die Luftsäule des tiefer liegenden Schachtes nach Bedarf voll oder zum Teil zur Geltung kommen zu lassen.

Bei dieser neuen Anordnung werden die vier Gebläse zusammen mindestens 12 000 m³/Min. Luft fördern, ohne daß der Energieaufwand unwirtschaftlich wird. Der Energieaufwand zur Überwindung der Luftreibung im Luftschacht ist ausschlaggebend und proportional dem Quadrate der Geschwindigkeit, also umgekehrt proportional der 4. Potenz des Durchmessers. Also wird der 5 m weite Schacht nur noch $^1/_{16}$ der Energie verzehren, wie sie beim 2,50 m weiten Schacht notwendig ist. Die Luftgeschwindigkeit bei je 12 000 m³ wird sein:

im Tunnel 2,20 m/Sek. = 7,9 km/Std.
im Schacht 10,20 „ = 36,7 „

Vergleichsweise sei erwähnt, daß die Luftgeschwindigkeit im Alpentunnel zwischen Münster und Grenchen im Schacht zu 7,5 und im Tunnel zu 3 m/Sek. errechnet worden ist. Im Tauerntunnel dagegen treten Luftgeschwindigkeiten von 13 m/Sek. und im Dössentunnel, ebenfalls an der Tauernbahn, solche von 5,6 m/Sek. auf.

9. Die Sichtbarkeit der Lichtsignale im Tunnel.

Eingangs wurde erwähnt, daß bei der ursprünglichen Berechnung die Forderung nach Sichtbarkeit der Lichtsignale auf dem Umweg über die genügende Verdünnung der Kohlensäure in der Tunnelluft erfüllt werden sollte. Es leuchtet aber ein, daß bei einem zweigleisigen Tunnel die Forderung nur durch die Verbindung einer Entlüftung mit einer Regelung des Zugverkehrs auf beiden Gleisen erfüllt werden kann.

Im folgenden sei eine Lösung für diese vielleicht gelegentlich doch noch anderswo auftretende Aufgabe gegeben:

Regelung des Zugverkehrs auf beiden Gleisen, wenn nur an einem Gleis ein Signal steht.

Fahrstraße 1 und Signal $S\,1$.

Das Signal steht näher dem für die Fahrstraße 1 als Eingang zu bezeichnenden Portale. Die Luft wird im Tunnelinnern abgesaugt. Nach Abb. 12 ist:

Signalabstand vom nächsten Portal . . . . . d
Mindestabstand der Lokomotive vom Signal $S\,1$ bei Sichtbarwerden des Signales . . . . . s
Größte Zuggeschwindigkeit auf beiden Gleisen . . . . . v_g
Kleinste Zuggeschwindigkeit . . . . . v_k
Luftgeschwindigkeit im Tunnel bei tätiger Entlüftungsanlage v_l

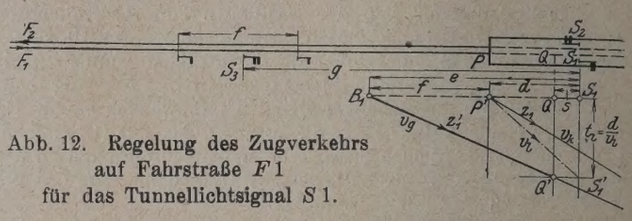


Abb. 12. Regelung des Zugverkehrs auf Fahrstraße $F\,1$ für das Tunnellichtsignal $S\,1$.

Sobald die Lokomotive des Zuges $Z\,1$ auf Gleis 1 am Portal P angekommen ist, beginnt die Reinluft zu wandern. Da die Geschwindigkeit der Luft v_l sicher kleiner als wie die kleinste Geschwindigkeit v_k des Zuges $Z\,1$ sein wird, ist für den Abstand f des nachfolgenden Zuges $Z\,1'$ nur die Geschwindigkeit v_l maßgebend. Erst wenn die Reinluft in $S\,1$ angelangt ist, darf der nächstfolgende Zug $Z\,1'$ auf Gleis 1 in Q ankommen. Um dieser Forderung zu genügen, muß zwischen zwei Zügen $Z\,1$ und $Z\,1'$ auf Gleis 1 der Mindestabstand f eingehalten werden. Dieser Blockabstand wird am größten, wenn entsprechend Abb. 12 für Zug $Z\,1'$ die größte Fahrgeschwindigkeit v_g genommen wird. Man findet f, indem man durch P' die Geschwindigkeitsgerade v_l bis zum Schnittpunkte S_1' mit der Lotrechten durch S_1 zieht. Die Wagerechte durch S_1' schneidet die Lotrechte durch Q im Punkte Q'. Wenn man nun durch Q' die Geschwindigkeitsgerade v_g des Zuges $Z\,1'$ zieht, so schneidet diese die Wagerechte durch S_1 im Punkte B_1. $B_1\,P'$ ist der gesuchte Blockabstand. $f = t_l \cdot v_g - (d - s)$.

Fahrstraße 2 und Signal $S\,1$.

Wenn Zug $Z\,2$ auf Fahrstraße 2 am Portal P angelangt ist (Abb. 13), beginnt erst die Reinluft zu wandern. Sie braucht, bis sie am Signal $S\,1$ ankommt, die Zeit t_l. Erst wenn sie am Signal $S\,1$ angelangt ist, darf auf Fahrstraße 1 der Zug $Z\,1$ am Punkte Q ankommen. Aus dieser Bedingung leitet sich ein Signalabstand $B_2\,S_1$ ab, der am besten graphisch gefunden wird. Die ungünstigste Geschwindigkeitsgerade v_k schneidet die Lotrechte durch P in P'. Durch P' legt man die Luftgeschwindigkeitsgerade v_l bis zum Schnittpunkte S_1' mit der Senkrechten durch S_1. Die Wagerechte durch S_1' schneidet die Senkrechte durch Q in Q'. Legt man nun durch Q' die ungünstigste Geschwindigkeitsgerade v_g für den Zug $Z\,1$, so schneidet diese Gerade die Wagerechte durch S_1 im Punkte B_2. Also wenn Zug $Z\,2$ auf Gleis 2 am Signal $S\,1$ ist, muß Zug $Z\,1$ auf Gleis 1 mindestens die Strecke $B_2\,S_1$ vom Signal entfernt sein.

$$B_2\,S_1 = g \qquad g = \left(\frac{d}{v_k} + t_l\right) v_g + s.$$

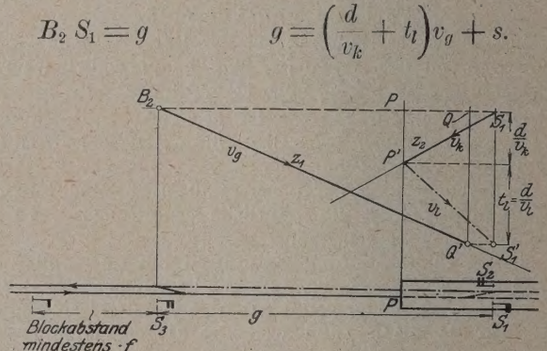


Abb. 13. Regelung des Zugverkehrs auf Fahrstraße $F\,2$ für das Tunnellichtsignal $S\,1$.

Aus beiden obigen Betrachtungen folgt, daß zwischen zwei Zügen gleicher Richtung mindestens der Blockabstand $f = t_l \cdot v_g - d + s$ sein muß und daß zwischen zwei Zügen in entgegengesetzter Richtung mindestens die Entfernung sein muß $g = \left(\frac{d}{v_k} + t_l\right) v_g + s$.

Um die letzte Bedingung zu erfüllen, muß das Signal $S\,3$ an Fahrstraße 1 aufgestellt werden und das Signal $S\,2$ an Fahrstraße 1 gegenüber $S\,1$.

Solange ein Zug $Z\,1$ sich innerhalb der Strecke $S\,3$, $S\,1$ befindet, muß

1. Signal $S\,2$ auf Halt stehen,
2. die Strecke $S\,2$, $S\,3$ frei von einem Gegenzug $Z\,2$ sein.

Erst wenn $Z\,1$ an $S\,1$ vorbeigefahren ist, darf die Fahrstraße 2 freigegeben werden. Somit muß die Strecke $B\,2$, $S\,2$ wie eine eingleisige Strecke behandelt werden. Die beiden Signale $S\,2$ und $S\,3$ schließen sich gegenseitig aus. Sie sind aber beide in ihrer Fahrtstellung unabhängig von Signal $S\,1$.

Natürlich wird man ein etwa nahes Blocksignal an Gleis 1 mit Signal $S3$ gern vereinigen. Ist dies der Fall, dann muß aber das weiter entfernte Blocksignal an Gleis 1 den Mindestabstand $f = t_l \cdot v_g - d + s$ von ihm haben.

Tunnelsignal für jede der zwei Fahrstraßen (Abb. 14).

In Anlehnung an die Verhältnisse des Königsstuhltunnels sei jedes der beiden Signale $S1$ und $S2$ näher dem in der Fahrtrichtung abgelegenen Portal. Nach früherem ist jeweils der Zug auf der anderen Fahrstraße maßgebend für den Abstand g der Blocksignale und die Länge der eingleisig zu betreibenden Strecke.

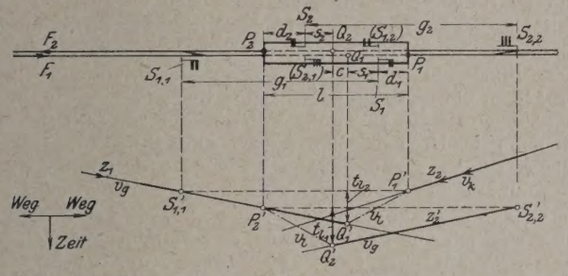


Abb. 14. Regelung des Zugverkehrs auf beiden Fahrstraßen für die beiden Tunnellichtsignale $S1$ und $S2$.

Signal $S1$.

Sobald Zug $Z2$ auf Fahrstraße 2 das Portal erreicht, beginnt die Reinluft zu wandern mit v_l. Sie gelangt nach der Zeit t_{l_1} nach der Stelle Q_1, von wo an spätestens der Lokomotivführer auf Fahrstraße 1 sein Signal $S1$ sehen muß. Erst jetzt darf ein Zug $Z1$ auf Fahrstraße 1 anlangen. Durch Q_1' und die größte Zuggeschwindigkeit v_g bestimmt sich der Standort $S'_{1,1}$ des Signals $S_{1,1}$

$$g_1 = t_{l_1} \cdot v_g + s_1.$$

Für das Signal $S1$ muß die Strecke $S_{1,1} - S1$ eingleisig betrieben werden, man braucht also die beiden Signale $S_{1,1}$ und $S_{1,2}$.

Signal $S2$.

Hier beginnt die Reinluft vom Portal $P2$ ab gegen Tunnelmitte zu zu wandern, sobald der Gegenzug $Z1$ auf Fahrstraße 1 an $P2$ ist. Sie gelangt nach der Zeit t_{l_2} nach Q_2, und in diesem Zeitpunkte darf Zug $Z2$ auf Fahrstraße 2 eben gerade auch an $Q2$ anlangen. Man ziehe somit durch Punkt P_2' die Gerade v_{l_2} [1]) bis zum Schnitt Q_2' mit der Senkrechten durch $Q2$. Legt man durch $Q2'$ die ungünstigste Gerade v_g, so schneidet sie die Wagerechte durch P_2' in $S'_{2,2}$. Die Strecke $S2 - S_{2,2}$ muß wegen der Sichtbarkeit am Signal $S2$ eingleisig betrieben werden.

$$g_2 = t_{l_2} \cdot v_g + s_2.$$

Signal $S1$ und $S2$.

Um die Sichtbarkeit beider Signale zu gewährleisten, muß bei Entlüftung im Tunnelinnern sowohl die Strecke $S_{1,1} - S1$ als auch $S2 - S_{2,2}$ eingleisig betrieben werden, d. h. die ganze Strecke $S_{1,1} - S_{2,2}$ wird zur eingleisigen Betriebstrecke.

$$S_{1,1} - S_{2,2} = g_1 + g_2 - (l - d_1 - d_2)$$
$$= v_g (t_{l_1} + t_{l_2}) + s_1 + s_2 + d_1 + d_2 - l = v_g (t_{l_1} + t_{l_2}) - c.$$

Im Königsstuhltunnel ist beispielsweise:

$s_1 = s_2 = 100$ m
$d_1 = d_2 = 900$ m
$c = 2500 - 2000 = 500$ m
$v_g = 30$ km/Std. $= 500$ m/Min.
$v_l = 125$ m/Min.

$$t_{l_1} = t_{l_2} = \frac{1000}{125} = 8 \text{ Min.}$$

$g_1 = g_2 = 500 \cdot 8 + 100 = 4100$ m
$S_{1,1} - S_{2,2} = 500\,(8 + 8) - 500 = 8000 - 500 = 7500$ m.

Man ersieht daraus, daß die Forderung nach betriebsicherer Sichtbarkeit von Tunnellichtsignalen im zweigleisigen Tunnel die zweigleisige Bahnstrecke auf 7500 m Länge zu einer eingleisigen Betriebstrecke machen würde. Das ist natürlich praktisch unmöglich. Will man diesen Mißstand mildern oder vermeiden, dann gibt es hierzu folgende Wege:

1. Verringerung von v_g, also Einschränkung der Fahrgeschwindigkeit,
2. Verkleinerung der Zeiten t_{l_1} und t_{l_2} für die Entlüftung, also Steigerung der durch die Entlüftungsanlage minutlichen geförderten Luftmenge,
3. Vermeidung der zweigleisigen Tunnelröhre und Ersatz durch zwei eingleisige Röhren,
4. Wahl von akustischen oder anderen Signalen,
5. elektrische Zugförderung.

Die Einführung der elektrischen Zugförderung liegt nun glücklicherweise gerade in den tunnelreichen Bahnstrecken des deutschen Mittel- und Hochgebirges in ziemlicher Nähe und bedeutet nach vorigem für die Betriebsicherheit eine wesentliche Verbesserung. Solange sie jedoch noch nicht durchgeführt ist, sollte die Sicherungstechnik nach anderen Sicherungssignalen greifen als nach den bisher üblichen Lichtsignalen, da eine folgerichtige Ausbildung der Zugsicherung einfach praktisch unmöglich ist.

[1]) In Abb. 14 ist diese Gerade versehentlich mit v_l bezeichnet.

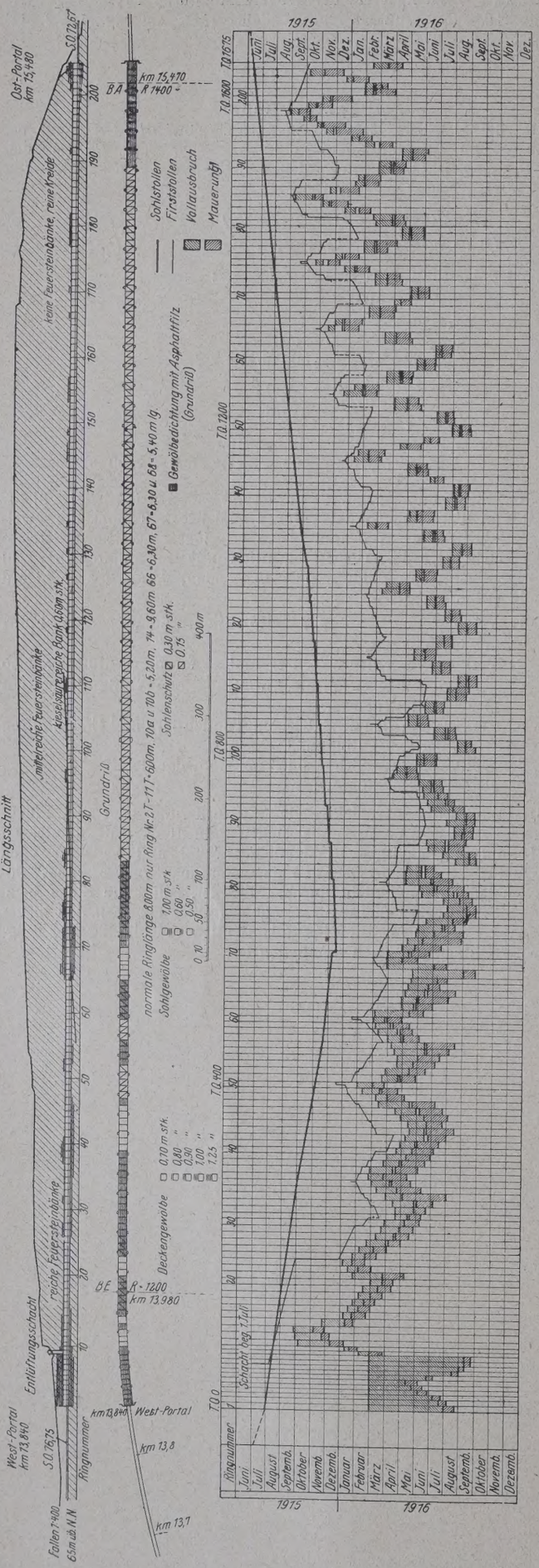


Abb. 1. Tunnel-Längsschnitt und Grundriß mit Darstellung der verschiedenen ausgeführten Mauerungsprofile.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau des Geertunnels im Maastale bei Visé.

1915 bis 1916.

Von Prof. Dr.-Ing. **Gaber**, Karlsruhe.

Von neutraler Seite wurde als der bedeutendste Kriegsbahnbau des Weltkrieges die viergleisig entworfene und zweigleisig ausgebaute Kriegsbahn Aachen-Tongern in Nordbelgien bezeichnet, die das nordwestliche Rheinland durch eine zweigleisige Hauptbahn mit großzügiger Linienführung durch hügeliges Flachland unter Umgehung des ungünstigen Berggeländes, das sich nördlich von Lüttich ausdehnt, und dicht an der Holländergrenze vorbei mit Brüssel und dem nordwestlichen Belgien verbindet und durch eine Verbindungsbahn mit der Maastalbahn bei Visé aber auch an das mittlere und südliche belgische Bahnnetz Anschluß hat.

Kurz westlich vor der Kreuzung dieser Bahn mit dem Maastal durchfährt sie auf eine Länge von 1640 m im Geertunnel einen niederen flachen Bergrücken, der das Geerbachtal von dem mehrere Kilometer weiten Maastal trennt.

Der Tunnel wurde wie die ganze Kriegsbahn von der Deutschen Heeresleitung zweigleisig und nach Friedensgrundsätzen gebaut. Seine Baugeschichte ist nicht so sehr wegen der bei jedem Tunnel auftretenden technischen Schwierigkeiten, die hier bei dem guten Gebirge verhältnismäßig gering waren, sondern wegen der ungewöhnlich kurzen Baudauer von 16 Monaten bei einer Tunnellänge von 1640 m bemerkenswert.

1. Die Achse und das Längsprofil des Tunnels.

Die Tunnelachse liegt nach Abb. 1 auf der Westseite auf ihre ersten 140 m im Kreisbogen mit 1200 m Halbmesser, der der größtzugelassenen Krümmung dieser Bahn entspricht, und ist von da an auf ihre ganze Länge bis zum Ostportal gerade, wie auch die Bahnachse während der ganzen Überquerung des Maastales in der Geraden liegt.

Im Längsprofil fällt die zweigleisige Bahn mit der auf der Bahnstrecke westlich der Maas maßgebenden größten Neigung 1/400 gegen das Maastal zu, so daß der Höhenunterschied zwischen beiden Portalen 4,10 m beträgt. Das einseitige Gefälle konnte wegen der schon beim Entwurf bekannten außerordentlich günstigen Wasserverhältnisse im Gebirge ohne Bedenken gewählt werden.

2. Die geologischen Verhältnisse.

Während sich auf der Sohle des Maastales noch das obere Karbon mit festen Karbonkalk-Felsbänken zeigt, besteht die vom Tunnel durchzogene Hügelkette aus den obersten Stufen der Oberkreide, d. h. aus dem Obersenon. Der blendend weiße Kreidemergel, der der bekannten Kreide von Rügen auch in ihrem Alter entspricht, ist eine erdige, teils aus amorphen Kalkteilchen, teils aus zahllosen kleinen Schalenresten bestehende Masse, die gegen die Geländeoberfläche und gegen Westen zu sich mehrende schichtförmig eingelagerte Feuersteinknollen als Folge einer Konzentrierung der im Kalkgestein enthaltenen Kieselsäure aufweist. Unter dem Einfluß der Verwitterung bildete sich an der Geländeoberfläche eine besonders im Westen stärkere hellbraun gefärbte lehmige Mergelschicht. Die Kreide ist völlig wasserdurchlässig und wird im gesättigten Zustande beinahe plastisch. Der gelbbraune Lehmmergel löst sich im Wasser leicht auf. Die in regelmäßigen, nahezu wagerechten Schichten auftretenden Feuersteinbänke finden sich naturgemäß nicht nur in der Kreide, sondern auch in ihrem Verwitterungserzeugnis, dem Lehmmergel. Sie waren besonders zahlreich in dem westlichen Tunnelvoreinschnitt und verschwanden allmählich gegen die Mitte des Tunnels zu.

Das Gebirge enthält auf der Westseite zahlreiche Sprünge, Stiche und Abgänge, die nach starken Regenfällen gefährliche Rutschflächen bilden. In den gelegentlich angetroffenen kleinen runden Höhlungen ist das Verwitterungserzeugnis der Kreide, der Lehmmergel, eingelagert.

Als Besonderheit sei erwähnt, daß 560 m vom Westportal entfernt eine nach Osten hin schwach ansteigende Kreidebank von 60 cm Stärke angefahren wurde (Abb. 1), die gleichmäßig von Kieselsäure durchtränkt und daher ziemlich hart war. Auf ihrer nahezu ebenen Oberfläche fanden sich wurzelartige Einlagerungen von holzartiger Beschaffenheit, die kreisrunde Querschnitte von etwa 1 bis 2 cm Durchmesser hatten, und deren spezifisches Gewicht merkwürdig gering war, jedenfalls kleiner als Holz. Die Kreide war außerordentlich reich an Versteinerungen, wie Belemniten, Seeigel usw., doch nahm

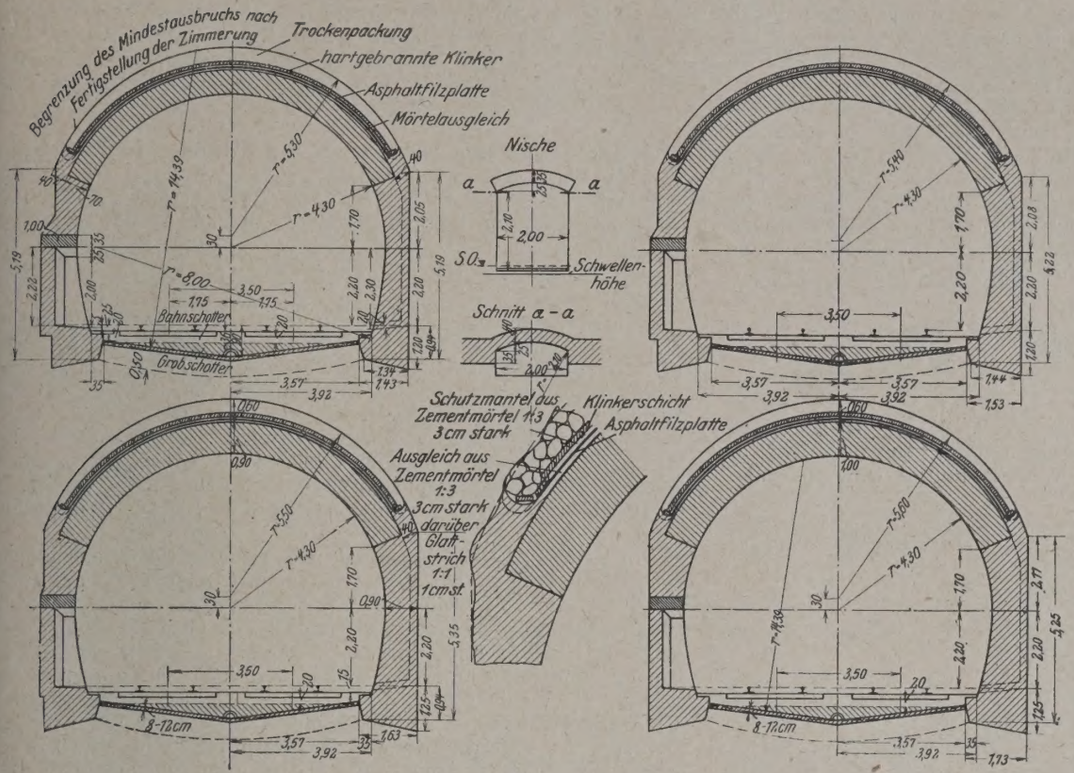


Abb. 2. Die 4 Normalquerschnitte. Einzelheiten der Gewölbeabdichtung und Kämpferrinne.

auch deren Häufigkeit gegen das Tunnelinnere zu ab. Im westlichen Voreinschnitt wurden 11 m unter der Erdoberfläche die Überreste eines Urwelttieres ausgebaggert; Beinknochen von reichlich 6 cm Durchmesser und ein Teil eines Hornes von 27 cm Länge und 7 cm Durchmesser, das einem Nashorn ähnlich schien.

Der Kreiderücken bildet an der höchsten Stelle eine Überlagerung von nur 70 m. Die westliche Anfangsstrecke hat sogar durchschnittlich nur 10 bis 12 m Überlagerung, so daß der Tunnel sich mit einem sehr flachen Voreinschnitt in den Berg hinein schneidet.

Die Wasserdurchlässigkeit der Kreide ist so groß, daß sich selbst bei lang anhaltendem Regen kein nennenswerter Wasserandrang im Tunnel feststellen ließ, dafür war sie aber zeitweise stark durchnäßt und hatte einen großen Teil der an und für sich schon kleinen Kohäsion eingebüßt. Seitendruck zeigte sich nirgends, dagegen traten Ablösungen in der First auf, auch wenn der Einbau recht sorgfältig und frühzeitig eingebracht worden war. Auf der Westseite des Tunnels führten derartige Ablösungen mehrfach zu Niederbrüchen.

3. Die Tunnelprofile.

Bei einer solchen Gebirgsbeschaffenheit mußte man den Tunnel in seiner ganzen Länge gut ausmauern, um vor allen Dingen die First vor den Angriffen der Rauchgase und Wasserdämpfe der Lokomotiven und vor den Einwirkungen der Luft zu schützen.

Es waren vier Mauerprofile nach Abb. 2 vorgesehen. Der Gleisabstand betrug 3,50 m, und so erhielt das Gewölbe die übliche Halbkreisform mit 4,30 m Halbmesser. Das anschließende Widerlager hatte einen Halbmesser von 8 m und wurde verhältnismäßig schwach — gerade so stark wie das Gewölbe — gehalten, da es überall satt an das Gebirge angemauert werden konnte. Über dem Gewölbe jedoch wurde der Hohlraum bis zu dem Gebirge trocken ausgepackt, damit das vielleicht doch im Laufe der Jahre sich einstellende Gebirgswasser auf der Gewölberückfläche einen bequemen Abfluß nach den beiden seitlich dicht über den Gewölbekämpfern angeordneten Rinnen finden könnte. Von den Rinnen führen senkrechte Schächte und kurze Querstollen von 20 cm Lichtweite nach dem Tunnelinnern.

Die Baustelle hatte durch die bis Visé schiffbare Maas eine gute Verbindung mit den Steinbrüchen bei Namur, wo ein vorzüglicher kieselsäurehaltiger geschichteter Kalkstein gewonnen wird. Es wurde daher für die Mauerung ein Bruchsteinmauerwerk aus diesem Kalkstein vorgesehen. Die Sichtflächensteine des Widerlagers und alle Wölbsteine waren hammerrecht bearbeitete Bruchsteine, von denen Steine mit keilförmig verlaufenden Lagerflächen als Wölbsteine sorgfältig herausgelesen wurden und durch eine weiße Bemalung der inneren Leibung auch im Tunnelinnern als solche kenntlich gemacht wurden.

Die Widerlagersicht- und Gewölbe-Steine kamen fertig zum Vermauern in den Tunnel. Sie hatten annähernd rechteckige Sichtflächen und wurden mit einer Fugenweite von bis zu 4 cm in Zementmörtel 1 : 4 beim Widerlager und 1 : 3 beim Gewölbe versetzt. Die Schichthöhe war beliebig, jedoch nicht unter 12 cm und ein Wechsel der Schichthöhe zugelassen. Im Widerlager und im Gewölbe mußte eine durchlaufende Binderschicht mit einer durchlaufenden Läuferschicht wechseln, um die sonst unvermeidlichen ewigen Klagen über zu geringe Anzahl von Bindern auszuschalten. Die Einbindung der Läufer war mindestens gleich der Schichthöhe und ihre Länge mindestens gleich dem $1^1/_2$ fachen und höchstens dem $2^1/_2$ fachen der Schichthöhe; sie mußten so versetzt werden, daß gegenüber dem darunterliegenden Binder ein Tiefenverband von mindestens 20 m erreicht wurde.

Das Gewölbe begann erst 1,70 m über dem Kreismittelpunkt. Seine vier bis fünf untersten Schichten wurden noch wie das Widerlager satt an das Gewölbe angemauert. Die Gewölberückfläche wurde zunächst mit Zementmörtel 1 : 3 ausgeglichen, dessen Oberfläche mit Mörtel 1 : 1 und einer Stahlkelle geglättet wurde. Sodann wurde in den feuchten Ringen, wirkliche Tropfringe gab es nicht, eine gut verklebte und überlappte Asphalt-Filzplatte aufgebracht, darauf ein 3 cm starker Schutzmantel aus Zementmörtel 1 : 3 aufgetragen, der mit einer Klinkerlage gegen Beschädigung durch die rauhe Steinpackung geschützt wurde. Für die nicht isolierten Ringe wurden als unterste Lage der Trockenpackung besonders ausgesuchte plattenförmige Bruchsteine verwendet.

Im Hinblick auf meine Erfahrungen beim Bau des Königstuhltunnels in Heidelberg wurde angeordnet, daß die unterste Lage der Asphalt-Filzplatte in der Wasserrinne freilag, daß der Mörtelschutzmantel also 15 cm früher als sie aufhörte, damit Sickerwasser wirklich frei in die Kämpferrinne austreten und nicht aus dem Mörtelschutzmantel in das Widerlagermauerwerk gelangen würde. Auspackungen durften erst nach zwölfstündigem Erhärten des Schutzmantels oder des Mörtelausgleichs eingebracht werden.

Um eine richtige Verspannung zwischen der brüchigen Gebirgsdecke und dem Gewölbe zu erzielen und jede nachträgliche Senkung auszuschalten, mußte dafür gesorgt werden, daß beim Wölben die gesamte Holzauspackung auch wirklich ausgebaut und die Steine der obersten Lage der Auspackung mit dem Handhammer fest eingekeilt wurden. An einigen wenigen Ringen, in denen das Gebirge außergewöhnlich stark zu Niederbrüchen neigte, wurde der Hohlraum zwischen Gewölbe und Gebirge nicht trocken ausgepackt, sondern mit Mörtelmauerwerk ausgefüllt.

Entsprechend der wechselnden Gebirgsbeschaffenheit wurden vier Profile im Tunnel angewendet:

Profil	Widerlagerstärke m	Gewölbestärke m	Ausbruch m³	Widerlager m³
1	0,70	0,70	76,19	9,99
2	0,80	0,80	78,64	12,08
3	0,90	0,90	81,11	12,25
4	1,00	1,00	83,57	13,36

Profil	Gewölbe m³	Dichtung m²	Auspackung m³	Sohlengewölbe m³
1	7,58	10,92	4,73	3,65
2	8,76	11,13	4,88	3,65
3	9,96	11,34	4,96	4,03
4	11,18	11,35	5,06	4,03

Das Tunnelmauerwerk wurde in normale Ringe von 8 m Länge eingeteilt; nur auf der westlichen Anfangsstrecke, wo Tagebau und besonders starke Profile angewendet werden mußten, wurde die Ring-

länge auf 6 m verkleinert. Die Tunnelsohle, die dem Angriffe durch Wasser und Verkehrslast ausgesetzt ist, erhielt auf ihrer ganzen Länge einen Sohlenschutz aus Beton 1 : 3 im allgemeinen von 15 cm Stärke, der jedoch im Profil 2, 3, 4 und bei den mit Asphalt-Filzplatten versehenen Ringen auf 30 cm Stärke gesteigert wurde. In kurzen Strecken von weniger festem Gebirge wurden richtige Sohlengewölbe von 50 cm und 1 m Stärke eingebracht. In Abständen von 24 m sind in beiden Widerlagern sich gegenüberliegende Nischen von 2 m Breite und 2,25 m Höhe über S. O. angeordnet worden; etwa in Tunnelmitte wurden zwei sich gegenüberliegende Hauptnischen ausgespart von 2 m² Grundfläche, damit gelegentlich Gleisunterhaltungsarbeiter mit kleinen Wagen und Arbeitsgerät dort untergebracht werden können.

Es wurden hergestellt:

Profil	1	1080 m
	2	358 „
	3	107 „
	4	27 „

Der Rest von 68 m ist die westliche Anfangsstrecke, die nach einem Niederbruch als Tagebau in einem Sonderprofil (Abb. 3) von 1,25 m Gewölbestärke hergestellt wurde, wobei 25 kg/cm² Druckspannung

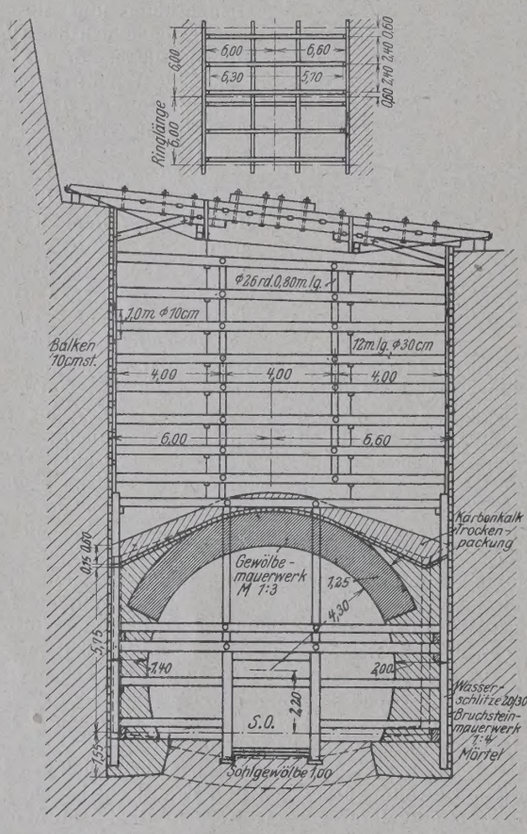


Abb. 3. Tunnel-Querschnitt, Auszimmerung in der Tagebaustrecke.

durch die 8 m hohe Überfüllung zugelassen wurden. Das talseitige Widerlager erhielt zur Aufnahme des Schubes von der Bergseite her eine Mindeststärke von 2 m, während das bergseitige Widerlager in 1,40 m Stärke gemauert wurde. Die beiden Widerlager wurden durch ein 1 m starkes Sohlengewölbe sicher gegeneinander verspannt.

Es sei noch auf die hier richtige, sonst aber häufig ungeschickt gewählte Fundamentausbildung des Widerlagers nach Abb. 2 hingewiesen, dessen innere Fläche den Anschluß des Sohlengewölbes ermöglichen und dessen wagerechte Oberfläche die bequeme Aufstellung des hölzernen Bogenstuhles für die Gewölbemauerung ermöglichen muß.

Bis zu einer Höhe von 20 cm unterhalb der Gleisschwellenunterkante wurde auf dem Sohlenschutz ein Grobschotter aus Karbonkalk eingelagert. Die Oberlage wird aus dem normalen Kalksteinbahnschotter gebildet, der in dem vorzüglichen Steinbruch bei Visé im modernen Großbetriebe für die Kriegsbahn hergestellt wurde.

Ein Tunneldohlen wurde in einfachster Weise durch Einbau einer Halbkreiszementröhre von 25 cm Durchm. in der Tunnelachse auf dem Sohlenschutz und dem Sohlengewölbe für ausreichend befunden, da auch gegen Bauschluß keine Verschlechterung in den Wasserverhältnissen sich gezeigt hatte.

In jedem Schlußring einer Arbeitsgruppe wurde der letzte Gewölbestein durch Beton 1 : 8 mit Hilfe eines Kunstschlusses versetzt, wie ich ihn erstmals 1906 bei den Tunneln der Murgtalbahn Weisenbach—Forbach angewendet und in der Deutschen Bauzeitung 1912, Heft 2 näher beschrieben habe.

4. Die Baustelleneinrichtung auf der Westseite, im Geertale.

Mit Rücksicht auf die kurze Bauzeit wurden von der Bauunternehmung Ph. Holzmann & Cie. auf beiden Portalsleiten zwei vollständig getrennte selbständige Baustellen und Bauleitungen eingerichtet. Beiden war nur gemeinsam das große Hauptlager der Unternehmung, das sich im nahen Bahnhof Visé an der Maas befand.

Die Anfuhr der Bau- und Betriebstoffe wie Holz, Eisen, Sprengmittel, Sand, Zement, Stein, Kohle, Benzol, Öl und dergl., geschah entweder auf der Maas oder auf der Maastalbahn einheitlich für beide Baustellen. Die für die Westseite bestimmten Güter rollten auf der Hauptbahn weiter bis zu der Hauptbahnstation Glons, die im Geerbachtal einige Kilometer vom Westportal entfernt liegt, und wurden hier in Kleinbahnwagen umgeschlagen und auf dem bekannten meterspurigen engmaschigen nordbelgisch-französischen Kleinbahnnetz in planmäßigen Zügen auf ein Anschlußgleis in die Nähe des Westportals gebracht.

In der westlichen Tunnelzentrale betrieben zwei Dampflokomobilen von zusammen 75 PS, unterstützt durch einen Dampfkessel mit 45 m² Heizfläche, zwei zweistufige Luftkompressoren mit zusammen 8 m³ Minutenleistung. Als Reserve war neben dem kleineren Kompressor ein 25-PS-Benzol-Motor eingebaut. Den Strom lieferte eine Gleichstromdynamo mit 220 V Spannung und 20 kW. Die Stollenlüftung besorgte ein Ventilator von 75 m³ Minutenleistung. Ein Motor trieb die Werkstätte und eine Band- und Kreissäge, ein zweiter den Ventilator für die Entlüftung an. Den Ausbruch förderte im Tunnelinnern eine feuerlose Lokomotive nnd eine Benzollokomotive. Der Wagenpark bestand aus 80 Stück 1-m³-Holzkastenkippern für den Vorstollen und 150 Stück 4-m³-Holzkastenkippern auf 90 cm Spur.

In der Ausbesserungswerkstätte waren aufgestellt: 2 Schmiedefeuer, 1 Drehbank, 1 Bohrmaschine, 1 Handblechstanze, 1 Bandsäge, 1 Kreissäge.

Die Baustelle wurde mit Wasser versorgt durch eine elektrisch betriebene, an der Geer aufgestellte Pumpe, die das Wasser auf 1200 m Länge 30 m in die Höhe drückte. Der Tunnelausbruch wurde in die nahen Bahndämme von drei Dampflokomotiven mit 160 PS befördert.

5. Die Baustelleneinrichtung auf der Ostseite, im Maastale.

Soweit die Baustoffe und Geräte auf dem Wasserweg ankamen, konnten sie von der Maas durch einen Stichkanal nach dem Maaskanal Lüttich—Maastricht gefahren und dort mit einem Drehkran von 4 t Tragkraft in die 90 cm weite Dienstbahn umgeschlagen werden. Kamen sie mit der Bahn am Bahnhof Visé an, so wurden sie meist am Maaskai, der in einfacher Weise angelegt wurde, in Schuten umgeschlagen und auf gleichem Wege wie vorhin nach der am Maaskanal gelegenen Umschlagstelle gebracht. Hier waren umfangreiche Lagerplätze für Holz, Stein, Sand, Zement usw. angelegt worden, die nach dem Stollendurchschlag auch die westliche Tunnelbaustelle zum Teil versorgten. Wegen der leichten Zufuhr war von vornherein der Schwerpunkt des Baubetriebes etwas mehr auf die östliche Seite gelegt und hier eine besonders leistungsfähige Einrichtung getroffen worden.

Als Kraftquelle dienten zwei Heißdampflokomobilen mit zusammen 150 PS, unterstützt durch einen Dampfkessel mit 45 m² Heizfläche. Die Preßluft erzeugte ein zweistufiger Kompressor von zunächst 6, dann 15 m³ Minutenleistung. Der Gleichstrom wurde erzeugt von einer Dynamomaschine von 40 kW und 440 V Spannung und betrieb den Motor für den Ventilator, den Motor für das Sägewerk mit 1 Band-, 1 Kreis- und 1 Gattersäge, den Motor für die Betonmaschine des Sohlengewölbes. Für die Tunnellüftung war vorhanden ein Ventilator von 40 m³ Minutenleistung. Den Tunnelausbruch förderten im Innern eine halbfeuerlose und eine feuerlose Lokomotive von je 100 PS, im Äußern drei Lokomotiven von je 160 PS. 80 1-m³-Tunnelwagen für den Vorstollen und 200 4 m³-Holzkastenkipper waren im Betrieb. Die Spurweite der Dienstbahn war einheitlich auf allen Baustellen 90 cm.

Die große Ausbesserungswerkstätte mit einem Maschinenmeister an der Spitze umfaßte eine Schmiede, Schlosserei, Stellmacherei, 3 Schmiedefeuer, 1 Drehbank, 1 Bohrmaschine, 1 Schleifmaschine und hatte angegliedert eine Säge mit 1 Vollgatter, 1 Bandsäge, 1 Kreissäge.

Die Personal-Installation dieser Baustelle ist auf Abb. 11 dargestellt.

Die Wasserversorgung besorgte eine am Maaskanal aufgestellte Dampfpumpe mit 15 m³ Stundenleistung.

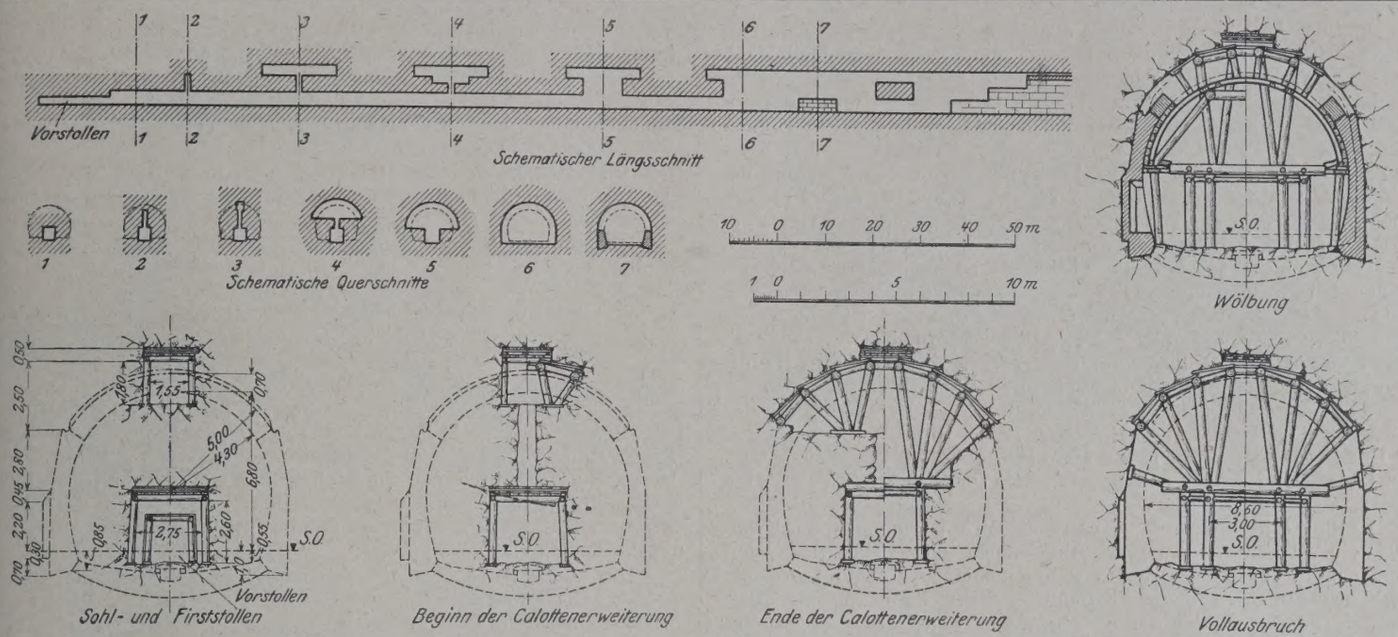


Abb. 4. Der Bauvorgang mit Vor- und Hauptstollen, Firststollen und Vollausbruch.

6. Der Stollenvortrieb.

Nach Fertigstellung der Baustelleneinrichtungen wurde auf der Ostseite am 21. Mai und auf der Westseite am 7. Juni 1915 mit dem Stollenvortrieb begonnen. Um den Durchschlag zu beschleunigen und möglichst bald eine kurze Verbindung auf der Dienstbahn durch den Stollen mit den Lagerplätzen am Maaskanal herzustellen, wurde ein Vorstollen mit 4,4 m² Querschnittsfläche vorgetrieben, dem der eigentliche Hauptstollen mit 11,4 m² Querschnittsfläche in einigem Abstand nachfolgte.

Die Kreide, die ganz gut mit der Spitzhacke gelöst werden konnte, wurde gleichwohl, um bessere Tagesleistungen zu erzielen, mit Sicherheitssprengstoffen, Astralit und Coronit, gelöst. Die Preßluft wurde mit 10 cm weiten schmiedeisernen Flanschröhren, die alle 50 m eine Abzweigung erhielten, ins Tunnelinnere geführt und betrieb Handdrehbohrmaschinen mit Kolben und Zahnradgetriebe. Die Spiralbohrer hatten einen Durchmesser von 25 mm und kein Luftloch in der Längsachse, waren also Vollbohrer. An jeder Stollenbrust arbeiteten zwei Flottmann-Drehbohrmaschinen mit 6 at Betriebsdruck.

Im Vorstollen verkehrten anfänglich eiserne Muldenkipper auf 60 cm Spur und später nur die 1-m³-Wagen. Sowohl der Vor- wie der Hauptstollen blieben an besonders guten Stellen auch ohne Holzeinbau auf kürzere Zeit stehen, doch wurden im allgemeinen frühzeitig zur Sicherung gegen Niederbrüche Türstöcke gestellt. In Abständen von 80 bis 100 m wurden Aufbrüche gemacht und von dort aus ein Firststollen west- und ostwärts mit 5 bis 6 m² Querschnittfläche wiederum unter Verwendung von Drehbohrmaschinen vorgetrieben. Um die 3,30 m starke Platte zwischen First- und Sohlstollen sicher zu halten, wurden häufig im Sohlstollen vor dem Firststollenvortrieb unter den Kappen der Türstöcke noch Unterzüge eingezogen, die durch Ständer auf die Stollensohle abgestützt wurden.

Auf beiden Seiten wurde in zwei 12-stündigen Schichten mit 10 Stunden reiner Arbeitszeit gearbeitet, und es gelang, den Vorstollen nach 190 Kalendertagen durchzuschlagen. Auf beiden Seiten zusammen wurde erreicht:

Größter Tagesfortschritt . . . . 9,00 m
Gemittelter Tagesfortschnitt . . . . 8,50 m

Nach dem Durchschlag wurden beide Luftleitungen miteinander verbunden, so daß die unvermeidlichen Luftstöße sich in den Luftkesseln beider Seiten mit zusammen 13 m³ Inhalt besser ausgleichen konnten.

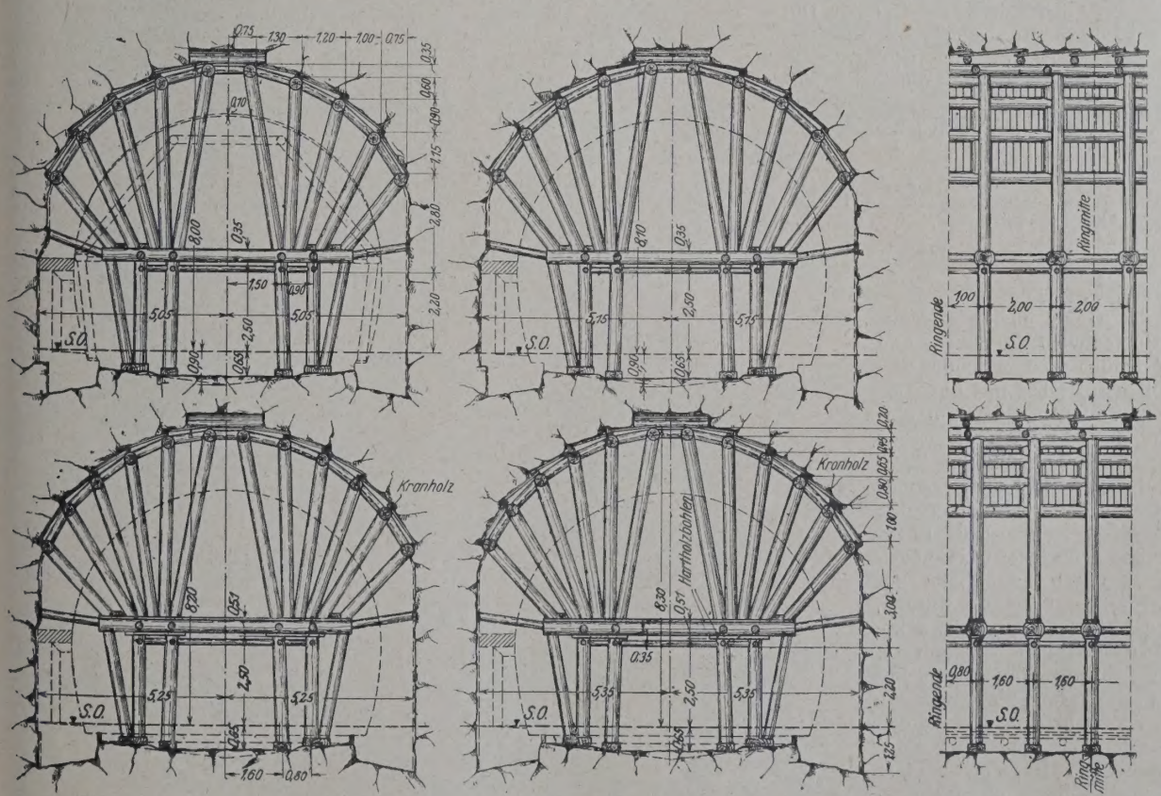


Abb. 5. Die Auszimmerung der 4 Tunnel-Querschnitte mit dem Schwellenbau. Bogenstuhl mit Lehrbogen und Verstärkung.

7. Der Vollausbruch (Abb. 4 u. 5).

Zwei Monate nach Beginn des Stollenvortriebs begann man auf beiden Seiten mit dem Vollausbruch, der nach der neuzeitlichen österreichischen Bauweise vor sich ging, d. h. es wurde die Kalotte ausgeweitet und unter Verwendung der Kappen des Firststollens eine Reihe von Kronholzpaaren eingezogen, die vorläufig auf quer zur Tunnelachse gelegte Hilfsschwellen mit Ständer und Streben abgestützt wurden.

Für die Auszimmerung des Vollausbruches verwendete man den Schwellenbau, der bei gutem Gebirge ohne schweren Seitendruck wegen seiner kurzen und leichten handlichen Ständer und Streben, die durch die Schwelle unterteilt werden, den langen und schweren Streben des Langständerbaues vorzuziehen ist, die von der Tunnelsohle bis zur Tunneldecke ununterbrochen durchgehen. Auf jeder Seite waren fünf und zeitweilig bis sieben Partien am Ausbruch beschäftigt. Wenn auch die Ringe 8 m lang waren, so erwies es sich doch als vorteilhaft, immer durch eine Partie gleichzeitig zwei Ringe auf einer Arbeitstrecke von 16 m ausbrechen zu lassen.

Der leichteste Einbau sah ursprünglich vier Kronholzpaare vor, doch wurde es bald notwendig, mindestens fünf Kronholzpaare einzuziehen. In den weniger guten Strecken wurden sechs Kronholzpaare verwendet. Je nach dem Gebirge wurden die Kronhölzer eines Ringes durch vier oder fünf Joche unterstützt, also vier oder fünf Hauptschwellen eingezogen, von denen jede mindestens durch zwei Ständerpaare auf die Sohle abgestützt wurde.

Der Zugverkehr war so geregelt, daß 6 Uhr bis 6,45 morgens, 11 Uhr bis 11,45 mittags und 6 Uhr bis 6,45 abends Zugwechsel war. Der Lademeister erhielt und übergab dem Oberheuer und Polier eine Ladeliste für jeden Wagen.

In Ring 7 und 8 wurden im Dezember 1915 Senkungen der Kronhölzer bis 50 cm und überall Äußerungen eines einseitigen und doch nahezu lotrechten Druckes wahrgenommen. Um die besonders stark beanspruchten oberen Kronhölzer zu sichern, wurden Langständer eingezogen, die die oberen vier Kronhölzer besonders im Stoß sichern sollten und schräg entgegengesetzt dem den Holzeinbau verdrehenden Gebirgsdruck gestellt wurden. Vorher schon hatte man zwischen den einzelnen Jochen die Spannriegel vermehrt und unter den Hauptschwellen parallel der Tunnelachse mehrere Unterzüge eingezogen. Trotz all dieser Vorsichtsmaßnahmen gelang es nicht, des Gebirgsdruckes Herr zu werden, und nach einem langen Regen stürzten beide Ringe so vollkommen ein, daß sich ein Tagebruch bildete. Da der Vorstollen noch nicht durchgeschlagen war, wurden 22 Arbeiter, die sich nicht mehr rechtzeitig retten konnten, eingeschlossen. Es gelang aber den sofort aufgenommenen, drei Tage dauernden Rettungsarbeiten, alle unverletzt wieder ans Tageslicht zu bringen.

Um weitere Niederbrüche, die bei der außerordentlich geringen Überlagerung immer zu befürchten waren, zu vermeiden, entschloß man sich dann, die ersten 68 m der Westseite grundsätzlich im Tagebau herzustellen.

Auch im Ring 67 der Westseite brach Mitte Juni 1916, kurz vor der Vollendung des Vollausbruches, und ohne daß man vorherige Anzeichen gesehen hätte, die First vollkommen nieder, so daß sich ein elliptischer Hohlraum bildete. Auch hier war die völlige Durchfeuchtung des plastisch gewordenen Gebirges nach lang anhaltenden Regenfällen die mittelbare Ursache, während die unmittelbare Ursache in den ungünstig gelagerten Gleitflächen zu suchen ist, die lehmige Einlagerungen hatten.

Nach dem Durchschlag wurden die Hauptausbruchmassen beider Baustellen nach der Ostseite in die Schüttung der gewaltigen Maasdämme verbracht, wo auf einer besonderen Tunnelkippe ein Kippemeister und zwölf Mann sie einbauten. Von den 127 000 m³ Tunnelausbruch kamen so etwa $^2/_3$ nach Westen, und nur $^1/_3$ wurde im Geerbachtal in die wesentlich kleineren Bahndämme geschüttet.

8. Der Mauerungsbetrieb.

Man erkannte bald, daß die Kreide nicht gestattete, die Ringe lange auf dem Holz stehen zu lassen, und begann daher frühzeitig auf beiden Seiten schon drei Monate nach Beginn des Stollenvortriebes mit der Ausmauerung, die dem gewählten Vollausbruchsystem entsprechend mit Widerlagerfundament und Widerlager begann, worauf auf den wagerechten Fundamentabsätzen der Bogenstuhl gestellt und darüber die Lehrbogen aus gebogenen I-Eisen aufgerichtet wurden. Zur Ausrüstung dienten Holzkeile. Der Gewölbescheitel wurde 10 cm überhöht. Die verhältnismäßig schwachen Lehrbogen wurden durch zwei Unterzüge (Abb. 4 u. 5), die auf den Bogenstuhlschwellen mit Streben abgestützt wurden, verstärkt. Der Abstand der Lehrbogen schwankte zwischen 1,50 m und 2 m bei 10 cm starken Schalhölzern. Gelegentlich stützte man die Lehrbogen auch noch auf die großen Schwellen der Holzzimmerung ab. Es wurde als vorteilhaft befunden, jede Nacharbeit an den Steinen im Tunnel dadurch möglichst auszuschalten, daß unter Aufsicht des Tunnelbauführers am Lagerplatz beim Maaskanal die für die Sichtflächen bestimmten Bruchsteine am freien Tageslicht mit dem Handhammer möglichst sorgfältig zugerichtet wurden. Entsprechend dem Vollausbruch wurden auch die Widerlager immer gleichmäßig in zwei Ringen hoch geführt, und erst dann jedes Gewölbe für sich gemauert. Da man überdies für eine gute elektrische Beleuchtung der Maurerpartien sorgte, wurden gute Arbeitsleistungen erzielt. Die durchschnittliche wöchentliche Leistung in der Tunnelmauerung betrug 30,94 m, die höchste Leistung 73 m auf beiden Seiten zusammen. Der Mörtel wurde von den Handlangern im Ringe selbst hergestellt. Auf der ganzen Tunnellänge war deshalb eine Wasserleitung verlegt worden.

Der Sohlenschutz und das Sohlengewölbe wurden erst zum Schluß, nachdem die Mauerung im großen ganzen schon beendigt war, durch einige Partien, die an den Portalen begannen, in einem Zuge hergestellt und erforderten geringe Bauzeit. Der Beton 1:8 wurde zu $^2/_3$ vor dem Ostportal in einer Betonmaschine gemischt.

9. Besonderheiten.

Auf der Westseite wollte man vor dem Stollendurchschlag die Dienstbahn, die den Abtrag des westlichen Tunnelvoreinschnitts abführte, nicht noch mit den Ausbruchmassen des Firststollens belasten, da sie durch den Sohlstollen und die Einschnittbaggerung genügend in Anspruch genommen war. Man verband daher den westlichen Mund des Firststollens durch eine Steilrampe mit dem hochliegenden Gelände.

Die Weststrecke, die im offenen Tagebau hergestellt wurde, erhielt nach Abb. 3 einen sorgfältigen Einbau. Die beiden Baugrubenwände wurden lotrecht von Hand ausgehoben und die wagerechten Schalbretter durch lotrechte Laschen und 12,60 m lange Spriessen gesichert. Die Spriessen wurden durch Rundeisen an hölzernen Hängewerken, die auf der Geländeoberfläche senkrecht zur Tunnelachse gelagert waren, aufgehängt und dadurch am Drehen verhindert. Am Baugrubenrande arbeitete ein Dampfdrehkran, der die Mulden mit dem Ausbruch aus der Baugrube hochförderte und auf die 60-cm-Spur absetzte, auf der die Massen zur nahen Kippe abtransportiert wurden. Im Bereich des Tunnelmauerwerkes war es zweckmäßig, die Anzahl der wagerechten Spriessen möglichst gering zu halten; darum verwendete man hier starke lotrechte Laschen, so daß z. B. im Bereich des Tunnelgewölbes überhaupt keine Spriessen notwendig wurden. Abb. 3 und 6 veranschaulichen den kräftigen Einbau, der sich gut bewährt hat.

Da der First im Ring 67 niedergebrochen war und sich ein größerer Hohlraum gebildet hatte, schloß man zunächst die Gewölbe der beiden Nachbarringe 66 und 68, die man entsprechend dem Niederbruch von 8 m auf 6 m und 5,40 m verkürzte. Auf die beiden fertigen Gewölbe verlegte man dann 14 m lange breitflanschige I-Eisen, beiderseits des Scheitels je vier Stück, auf die man den Einbau des Firstniederbruches abstützte. Unabhängig von diesem Einbau konnte nun in dem Ring 67 das Gewölbe mit 1,60 m Stärke auf eine Länge von 12,60 m einziehen. Hätte man den Niederbruchhohlraum voll auspacken wollen, so hätte die Auspackung bei neu einsetzendem Druck sich zu stark gesetzt und weitere Niederbrüche begünstigt. Ein Ausfüllen des Hohlraumes mit Mörtelmauerwerk verbot sich aber wegen der großen Kosten und vor allem wegen der erheblichen Auflast, die das wenn auch gehörig verstärkte Tunnelgewölbe zu tragen gehabt hätte. So faßte man First und Wände des Niederbruches durch eine Verkleidung aus Mörtelmauerwerk, die durch halbkreisförmige Tonnengewölbe gegenseitig fest verspannt wurden. Wo die Mauern trotzdem noch zu stark geworden wären, wurden Sparnischen und Spargewölbe

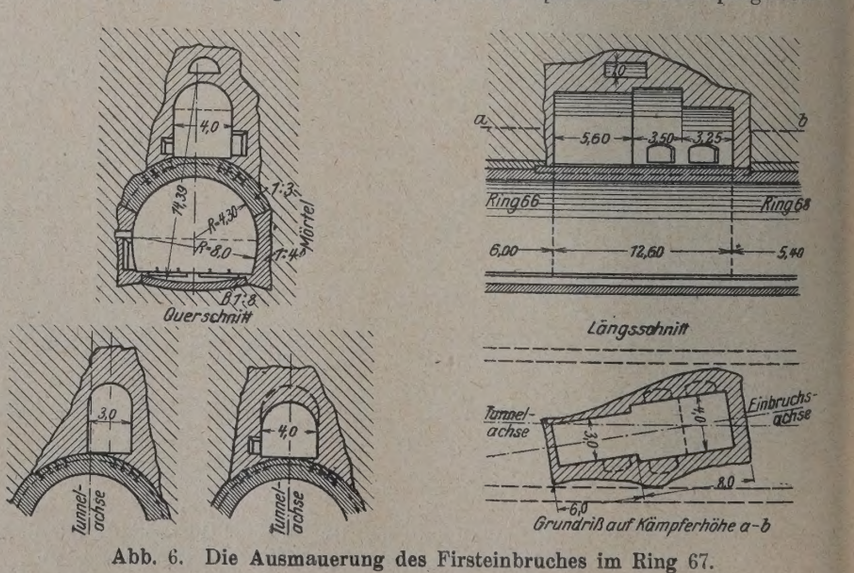


Abb. 6. Die Ausmauerung des Firsteinbruches im Ring 67.

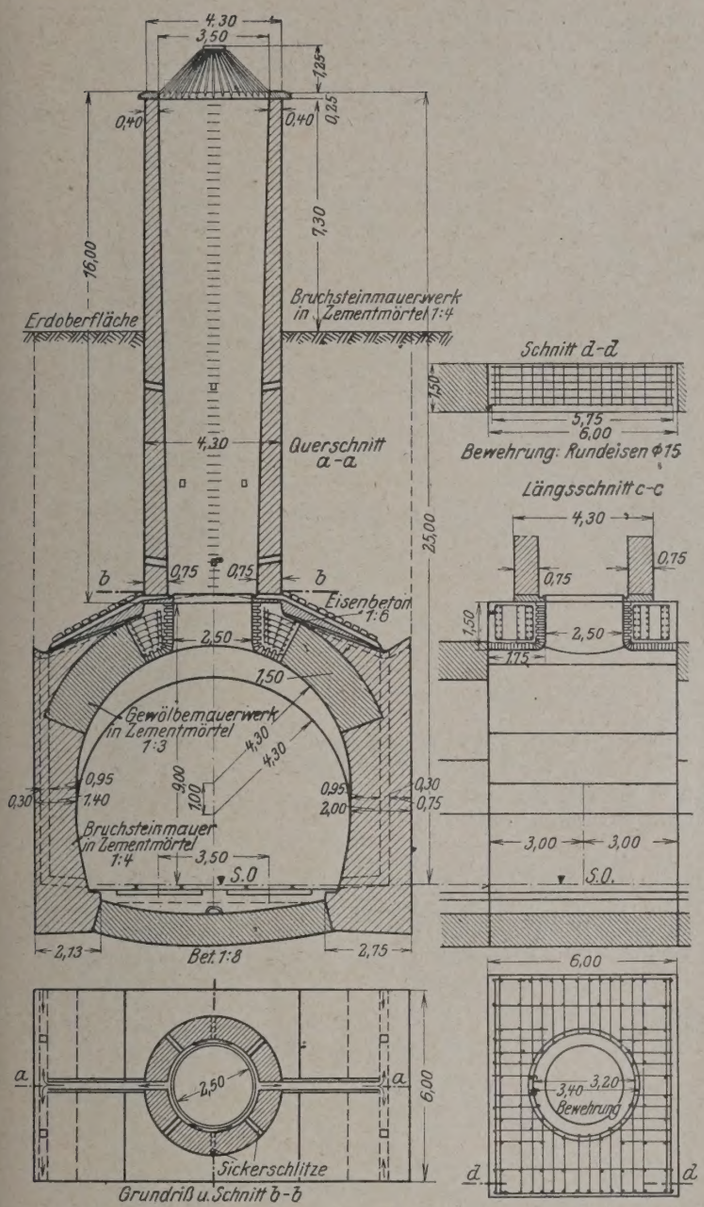


Abb. 7. Der Luftschacht im Ring 11.

angeordnet, wie in Abb. 6 erkennbar ist. Es wurde dadurch eine sichere, starre Verspannung zwischen Gebirge und Tunnelgewölbe auch hier erreicht, ohne daß eine übermäßige Auflast dem Tunnelgewölbe zugemutet worden wäre.

Die letzte Überraschung kam kurz vor Bauschluß, am 4. September 1916, wo der bereits fertig gemauerte und geschlossene Ring 40 kurz nach Entfernung des letzten Lehrbogens einstürzte. Das Gebirge hatte sich hier in einer Höhe von 3 m über dem Scheitel in einer wagerechten Bruchfläche gelöst und brachte durch diese Auflast das junge Gewölbe zum Einsturz. Auch hier wurde der Niederbruch in ähnlicher Weise wie bei Ring 67 nachträglich gesichert.

Um eine gute Entlüftung zu erzielen und auch Baustoffe in den Tunnel zu bringen, hatte man auf der Westseite, 65 m vom Portal entfernt, beim Firststollenvortrieb einen Schacht bis zum Gelände hergestellt. Seine günstige Wirkung suchte man auch für den fertigen Tunnel beizubehalten, indem man einen kreisrunden Luftschacht bis zu einer Höhe von 25 m über S. O. mauerte. Der unterste Teil der Schachtröhre ist ein Kreiszylinder von 2,50 m innerem Durchmesser und schließt mit einem Trichter aus Eisenbeton an das Tunnelgewölbe an. Über dem untersten Absatz fängt eine kreisrunde Wasserrinne die Niederschlagwasser ab und leitet sie seitlich den Kämpferrinnen und durch diese dem Tunnelinnern zu. Das Schachtinnere erweitert sich nach oben auf 3,50 m. Der 7,30 m über dem Gelände hochgeführte Entlüftungsturm wurde mit einer Haube von schmiedeisernen Stäben abgedeckt, da die Schachtachse lotrecht über der Tunnelachse, also der Schacht unmittelbar über den Gleisen steht. Das Tunnelgewölbe, auf dem der Schacht steht, wurde gegen seine Nachbarringe um 1 m überhöht und erhielt 1,50 m Stärke. Die Überhöhung soll ein

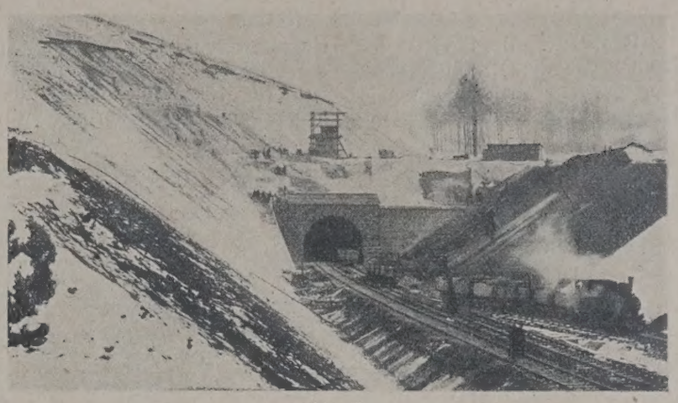


Abb. 8.
Das Westportal nebst dem noch eingerüsteten Entlüftungsturm.

besseres Einströmen der Tunnelluft, dann aber auch eine Einrüstung des Gewölbes mit Lehrbogen während des Betriebes ermöglichen.

10. Die Portale.

Wie bei allen Bauwerken der Kriegsbahn sollten auch die Portale als wirkungsvolle Bauwerke sorgfältig ausgebildet werden. Über einem schweren Unterbau erhebt sich das volle Halbkreisgewölbe in wuchtigen Quadern. Die zurückliegende Sichtfläche des Portaloberteiles besteht aus glattscharrierten Schichtensteinen. Über dem Ganzen liegt ein weit auskragendes Gesims mit voller Brüstung. Das Tagewasser wurde auf dem kürzesten Wege sorgfältig oberirdisch unter Vermeidung von geschlossenen Schächten oder Röhren abgeleitet. Die unvermeidlichen Futtermauern, die sich beiderseits anschließen, wurden stark zurückgesetzt und konnten dann im einfachen billigen

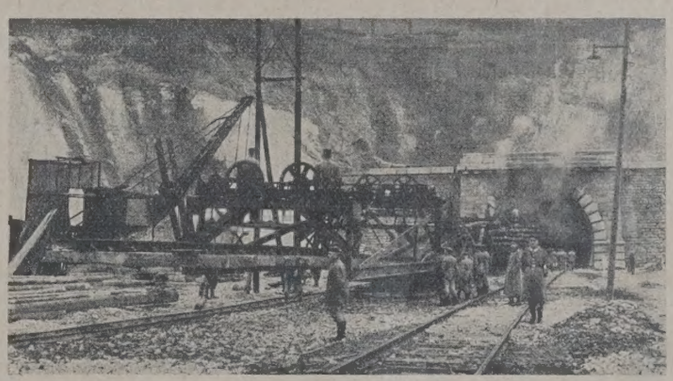


Abb. 9. Das Ostportal mit der Gleisvorstreckmaschine in Arbeit. Links der Löffelbagger bei der Seitenentnahme im westlichen Voreinschnitt.

Schichtenmauerwerk hergestellt werden, ohne den guten Eindruck der Portale zu stören, wie es Abb. 8 u. 9 zeigen.

11. Arbeitsleistungen. (Abb. 10).

a) Vorstollen mit 4,40 m² Querschnitt. Mit den Flottmannschen Drehbohrmaschinen mit 6 at Betriebsdruckluft wurde als Mittel der ganzen Stollenvortriebszeit in der Kalenderwoche ein Fortschritt erzielt:

Auf der Westseite . . 40,6 m
Auf der Ostseite . . . 29,7 m

im Gesamtmittel auf beiden Seiten zusammen 61,9 m in der Woche.

b) Vollausbruch. Der Vollausbruch, der nicht nur durch Maschinenbohrarbeit, sondern auch durch Lösen von Hand mit der Spitzhacke betätigt wurde, weist folgende Leistungen auf:

Größte Wochenleistung . . . . . 77,00 m
Gemittelte Wochenleistung. . . . 31,54 m

Mittlere Leistung während des Hauptbetriebes vom März bis August 1916 = 42,60 m. Wochenleistung einer Ausbruchpartie in dieser Zeit 8,50 m Tunnel oder 570 m³ Ausbruch.

c) Tunnelmauerung ohne Sohlengewölbe und Sohlenschutz.

Größte Wochenleistung . . . . . 73,00 m
Mittlere Wochenleistung . . . . 30,94 m

Durchschnittliche Leistung in der Hauptbetriebszeit vom April bis August 1916 = 79,50 m, in dieser Zeit betrug die Durchschnittsleistung einer Maurerpartie 10 m Tunnel in der Woche oder 190 m³ Mörtelmauerwerk.

12. Bauorganisation.

Bauherr war der Chef des Feldeisenbahnwesens, der als militärische Baubehörde die Militär-Eisenbahnbauabteilung I in Lüttich für den Bau der Kriegsbahn eingesetzt hatte. Der Geertunnel lag in dem Loose des Streckenbauamtes Visé, dessen Bauleiter der Verfasser war.

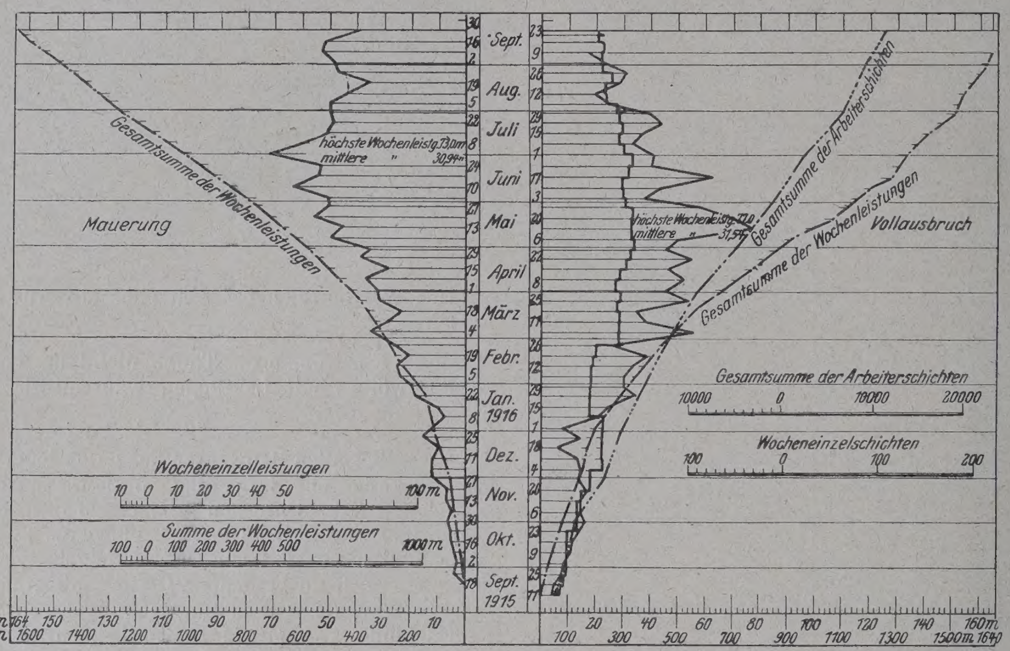


Abb. 10. Die wöchentlichen Leistungen in Vollausbruch und Mauerung. Linie der Wochenleistung und der Gesamtleistung.

Für die Entwurfs- und Bauarbeit waren friedensmäßige Grundsätze vorgeschrieben worden. Um die Gesamtbauzeit möglichst abzukürzen, mußte die Arbeit vor der Fertigstellung der baureifen Pläne vergeben werden und der Entwurf und Bau nebeneinander hergehen. Die Pläne wurden in den wesentlichen Teilen vom Streckenbauamt aufgestellt und durchgearbeitet.

Aus Mangel an baureifen Plänen und wegen der besonderen Verhältnisse im besetzten Gebiet konnte der friedensmäßige Akkordvertrag nicht in Betracht kommen; anderseits konnte die Arbeit doch so weit übersehen werden, daß der reine Selbstkostenvertrag ausgeschaltet und statt dessen ein Mittelding zwischen Selbstkostenvertrag und Akkordvertrag, der sogenannte Kolonialvertrag, der Ausschreibung zugrunde gelegt werden konnte. Der Unternehmer mußte unter Zugrundelegung der von der Bauverwaltung auf Grund der Vorentwürfe annähernd berechneten Arbeitsmengen Einheitspreise für die verschiedenen genau beschriebenen Arbeitsarten anbieten. Vergütet wurden ihm seine vollen einwandfrei nachgewiesenen Selbstkosten, jedoch nur bis zu der Höhe, die aus den wirklichen Arbeitsmengen und den angebotenen Einheitspreisen zum Schluß errechnet wurde. An dem Mehr- und Minderaufwand gegenüber dieser Summe war er mit 25% beteiligt. Außerdem wurden mit ihm Prämien für Ersparnisse an Bauzeit vereinbart, da die Kriegslage die baldige Inbetriebnahme der Bahn forderte. Die Vergebung geschah auf Grund eines engeren Wettbewerbs an die Bauunternehmung Ph. Holzmann & Co., Frankfurt a. Main, die auch die Bauarbeiten der anschließenden Nachbarstrecken auszuführen hatte. Deren Zentrale übertrug die Geschäftsführung einer neu gegründeten Filiale in Lüttich, die als Oberbauleitung den wichtigeren Verkehr mit der Behörde und die Einzelbearbeitung der Ausführungszeichnungen besorgte. Sie richtete in Visé dicht an der Maas mit Wasser- und Bahnanschluß ein Hauptlager ein, das nicht nur die Tunnelbaustelle, sondern auch die freie Strecke mit Bau- und Betriebstoffen versorgte. Es unterstand einem Maschinen-Ingenieur. Auf den beiden Tunnelseiten wurden von der Unternehmung zwei gleichberechtigte örtliche Bauleitungen gebildet, deren östliche noch das eigentliche Tunnellager am Maaskanal mitverwaltete. Sowohl

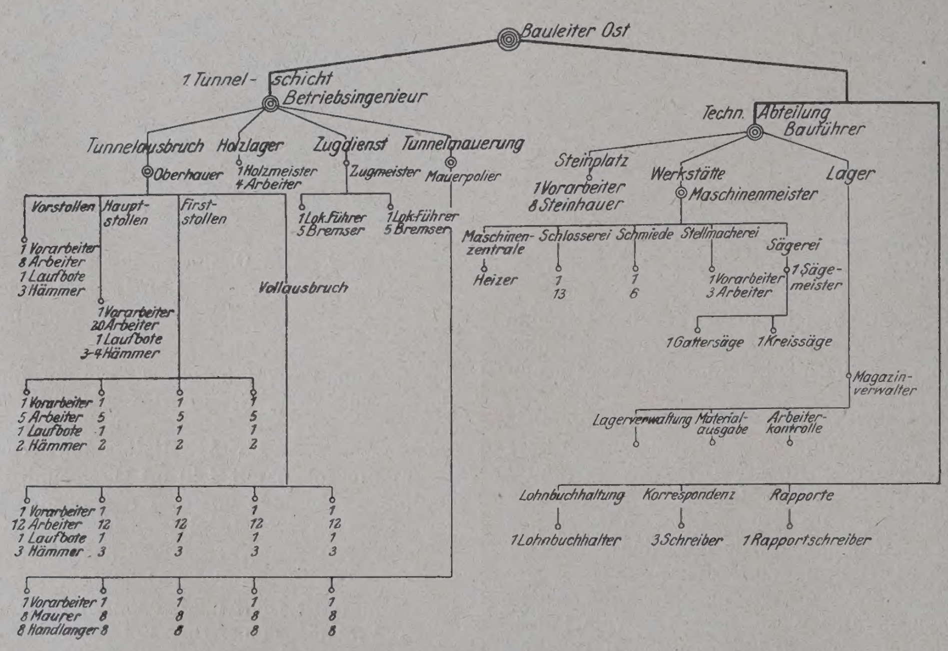


Abb. 11. Personalplan für die östliche Tunnelbaustelle.

das militärische Streckenbauamt als auch die örtlichen Bauleitungen der Unternehmung hatten in Anbetracht des ungewöhnlich gesteigerten Baubetriebes weitgehende Vollmachten.

Die Facharbeiter waren meist aus dem Heeresdienst beurlaubte Deutsche, während die große Masse ungelernter Arbeiter teils aus der wallonischen, teils aus der flämischen Umgebung stammte. Visé liegt an der Sprachgrenze.

Soweit möglich, wurden die Bau- und Betriebstoffe im Lande von der Unternehmung gekauft. Die 14 tägigen Lohnlisten wurden nach dem Schichtenbuch der Vorarbeiter aufgestellt und gelegentlich nach den Schichtenbüchern, die nicht nur jeder Oberhauer, sondern auch noch der Magazinverwalter für die gesamte Osttunnelbaustelle zu führen hatte, geprüft. Die Arbeiter wurden im Tagelohn entlohnt, die Vorarbeiter und Obermaurer aber erhielten eine ansehnliche Prämie: beim Stollenvortrieb ein Zulage für jede Mehrleistung über die normale Leistung von 3 m in der Schicht; beim Ausbruch wurde die Ersparnis gegenüber den angenommenen Selbstkosten für 1 m³ Vollausbruch unter Oberhauer und Vorarbeiter im Verhältnis 1:2 aufgeteilt. Bei der Mauerung galt das gleiche Verfahren wie beim Vollausbruch. Der Bauleitung wurde eine der Leistung entsprechende außervertragliche Vergütung am Jahresschluß gewährt.

Die Löhne wurden durch das Bureau Lüttich ausbezahlt, das auch den ganzen Geldverkehr besorgte. Die Durchbildung und Gliederung einer Tunnelbauleitung ist aus Abb. 11 zu ersehen, die den Personalplan für die östliche Bauleitung darstellt.

13. Angaben über den Holzverbrauch.

In der folgenden Liste ist für die beiden Tunnelbaustellen nach den wirklichen Aufstellungen berechnet worden:

a) der Holzverbrauch Ht, der bei gleichzeitigem Einbau aller Ringe notwendig gewesen wäre;

b) die Holzmenge Hw, die tatsächlich für den Einbau hat beschafft werden müssen;

c) das Verhältnis $\frac{Ht}{Hw}$, das angibt, wievielmal das beschaffte Holz im Tunnel verwendet worden ist;

d) indem man von dem wirklichen Holzaufwand Hw die Holzrestmenge Hr, die beim Bauschluß noch vorhanden war, abzog und indem man den Wert von 2 m³ Altholz gleich dem Werte von 1 m³ Neuholz setzte, erhielt man die Holzmenge $Hv = Hw - Hr$. die beim Tunnelbau tatsächlich vollständig verbraucht wurde,

e) indem man diese Zahl zu dem theoretischen Holzbedarf ins Verhältnis setzt, erhält man das vollständig aufgebrauchte Holz als Prozentsatz des theoretischen Holzbedarfs Ht:

f) zum Schluß wurde der wirkliche Holzverbrauch für 1 m³ Tunnelausbruch berechnet.

In den Zahlen drückt sich deutlich die im Vergleich zur Ostseite schlechte Gebirgsbeschaffenheit der Westseite aus.

Angaben über den Holzverbrauch in m³.

	Rundholz		Bohlen		Hauptschwellen		Kantholz für Schalung		
	W	O	W	O	W	O	W	O	
Ht	3890	5050	1280	1920	430	550	740	970	Theoretischer Holzbedarf
Hw	2180	1960	970	970	220	140	160	140	Wirklich angelieferte Holzmenge
$\frac{Ht}{Hw}$	1,8	2,6	1,3	2,0	2,0	3,8	4,6	7,1	Wiedergewonnener Rest zu 50 % des Neuwerts
Hr	650	660	200	220	60	70	70	40	Verwendungsziffer
$Hv = Hw - Hr$	1530	1300	770	750	160	70	90	100	Wirklicher Verbrauch
$100 \cdot \frac{Hv}{Ht}$	40	26	60	39	37	13	12	10	Wirklicher Verbrauch als % des theoretischen Bedarfs

W = westliche Tunnelbaustelle (im Geerbachtal),
O = östliche „ („ Maastal).

Der Holzeinbau mußte auf der westlichen Tunnelbaustelle stärker sein als auf der östlichen.

14. Angaben über den Sprengmittelverbrauch.

Die Kosten für die Kapseln und Zündschnur wurden der Einfachheit halber in kg Sprengstoff umgerechnet und erscheinen daher in folgenden Zahlen mit:

Aufwand an kg Sprengstoff für 1 m		für 1 m³	Vielfaches des Aufwandes beim Vollausbruch
Vorstollen	3,95 kg	0,98 kg	15,0
Stollenausweitung	0,90 „	0,13 „	2,5
Firststollen	2,11 „	0,35 „	6,0
Vollausbruch	3,48 „	0,06 „	1,0

Die letzte Zahl gibt an, wieviel mehr Sprengstoff bei den Stollenarbeiten für 1 m³ verbraucht worden ist, als für 1 m³ Vollausbruch nötig war.

15. Angaben über den Aufwand an Mineur- und Schlepperschichten.

Die bezahlten Prämien und alle Schlepperlöhne wurden in Mineurschichten umgerechnet und so der Aufwand an Arbeit für 1 m³ auf beiden Tunnelbaustellen ermittelt.

Schichtenaufwand für 1 m³ Ausbruch:

	auf der Westseite	Vielfaches des Vollausbruches
Vorstollen	0,72	0,85
Stollenausweitung	0,76	0,89
Firststollen	0,78	0,92
Vollausbruch	0,85	1,00
	auf der Ostseite	**Vielfaches des Vollausbruches**
Vorstollen	0,85	1,04
Stollenausweitung	0,71	0,86
Firststollen	0,67	0,82
Vollausbruch	0,81	1,00

Auch in diesen Zahlen drückt sich die Tatsache aus, daß das zerklüftete und durchfeuchtete Gebirge der Westseite zu vorsichtigem Arbeiten gezwungen hat.

16. Angaben über den Aufwand an Maurerschichten.

Auch hier wurden die Löhne für die Handlanger und die bezahlten Prämien in Maurerschichten umgewandelt. Alle mittelbaren Kosten und Arbeitsaufwendungen sind in diesen Zahlen nicht enthalten.

Es verlangte 1 m³ Mörtelmauerwerk auf der Westseite 2,52, auf der Ostseite 2,28 Maurerschichten.

17. Angaben über den Arbeitsaufwand für 1 m³ Tunnelausbruch, hervorgerufen durch die Nebenarbeiten

wie: Verlegung der Luft- und Wasserleitung im Tunnel, Förderung, Kippen und Einbauen der Tunnelausbruchmassen, Unterhaltung der hierzu nötigen Tunnel- und Streckengleise u. dergl.

Der Geldbetrag wurde in Arbeitsschichten ungelernter Arbeiter umgerechnet.

Aufwendungen an Tagschichten ungelernter Arbeiter:

	für 1 m³	Vielfaches des Aufwandes beim Vollausbruch
Vorstollen	0,34	1,48
Stollenausweitung	0,23	1,42
Firststollen	0,22	0,96
Vollausbruch	0,23	1,00

Man erkennt daraus die starke Belastung des Vorstollens durch mittelbare Arbeiten für die Einrichtung und den unwirtschaftlichen Transport mit den kleinen Stollenwagen von nur 1 m³ Inhalt, der aber anderseits wesentlich mithalf, die Zeit bis zum Stollendurchschlag abzukürzen.

18. Angaben über die Preise der Bau- und Betriebsstoffe und den Arbeitslohn.

Es kostete frei Baustelle:	Mark
1 kg Sprengstoff	1,50
100 kg Zündschnur	5,50
100 Stück Sprengkapseln	7,50
1 m³ Sand	7,—
1 m³ Kies	7,20
1 m³ Bruchsteine	7,—
1 m³ ausgelesene Bruchsteine für die Sichtfläche erst 16,— Mark, später	9,50
1 t Zement	30,40
1000 Klinker	25,20
1 m³ Rundholz	60,—
1 m³ Bohlen	70,—
1 m³ Hauptschwellen für den Tunneleinbau	80,—
1 m³ Schalholz 10 × 10	80,—

Eine Arbeitsschicht von 12 Stunden umfaßte eine reine Arbeitszeit von 10 Stunden, die auch nur vergütet wurden. Der Schichtenlohn betrug:

	Vorstollen u. Ausweitung	Firststollen	Vollausbruch
Mineur Mark	4,25 bis 5,—	4,35 bis 5,45	4,80 bis 5,05
Schlepper „	3,25 „ 3,85	3,60 „ 4,20	3,60 „ 4,—
Maurer „	5,30 „ 6,—		
Handlanger „	4,10 „ 4,50		

19. Unmittelbare Kosten für die fertige Herstellung von 1 lfd. m Tunnel auf der Westseite.

1. Teil. Unmittelbare Kosten für die fertige Herstellung von 1 m Tunnel auf der Westseite.

1. Teil	m³	Lohn		Sprengmittel		Holz		Baustoffe	Steinbearbeitung	Steintransport	Verschiedenes	Mittelbare Kosten	Zusammen	
		ℳ	%	ℳ	%	ℳ	%	ℳ	ℳ	ℳ	ℳ	ℳ	ℳ	%
Vorstollen	4,40	14,53	2	5,92	38	8,06	3	—	—	—	5,29	5,70	39,50	2
Stollenausweitung	7,—	24,62	4	1,37	9	43,70	19	—	—	—	5,64	5,70	81,23	6
Friststollen	6,—	22,79	4	3,16	20	10,70	5	—	—	—	5,—	5,70	47,35	3
Wallausbruch	60,—	250,04	42	5,22	33	141,74	60	—	—	—	53,40	45,80	486,20	34
Mauerung	18,50	265,45	44	—	—	30,66	13	297,30	17,25	29,77	40,44	45,80	726,67	51
Sohlengewölbe	2,94	23,89	4	—	—	—	—	20,30	—	—	5,69	5,70	55,59	4
Zusammen 1. Kostenteil	601,32	100	15,67	100	234,86	100	317,60	17,25	29,77	115,46	114,40	1436,54	100	

2. Teil. Mittelbare Kosten.

	Mark
Brenn- und Schmierstoffe	108,—
Kleingeräte, Rüstholz, Gleisschwellen und Frachten	328,—
Großgeräte, Abschreibungen, Ausbesserungen am Schluß	123,46
Gehälter, Verwaltungsaufwand	143,—
Zusammen 2. Kostenteil	702,— ℳ

Insgesamt Selbstkosten für 1 lfd. m fertigen Tunnel auf der Seite Wonck 1437 + 702 = ... 2139,— ℳ

Anteil an den Gesamtkosten:
1. Kostenanteil . . 67%
2. Kostenanteil . . 33%

Am 21. Mai 1915 hatte der Stollenantrieb auf der Ostseite begonnen, und am 30. September 1916 wurde der ganze Tunnel drei Tage vor dem Termin fertig abgenommen, so daß an unmittelbarer Arbeitszeit für die 1640 m Tunnel neun Tage mehr als 16 Monate notwendig geworden waren. Das bedeutet eine gemittelte Monatsleitung von 100 m fertigem Tunnel, und war eine Leistung, auf die alle Beteiligten stolz sein konnten und die dem restlosen Eifer aller Arbeiter, nicht nur der wenigen Deutschen, sondern auch der vielen belgischen zu verdanken war. Der Zufall hatte es gefügt, daß der Verfasser kurz vor dem Kriege als Vertreter der badischen Bahnverwaltung mit der gleichen Firma in Heidelberg den gleichartigen Bau des 2,5 km langen zweigleisigen Königstuhltunnels ausgeführt hatte (vergl. S. 152). Es verlohnt sich, die beiden Arbeitsleistungen nebeneinander zu stellen:

	Königstuhltunnel	Geertunnel
Länge in m	2487	1640
Bauzeit in Monaten	39	16,3
Gemittelte Monatsleistung an fertigen Tunnelmetern	64	100

Ein Teil des Unterschiedes erklärt sich durch die beim Königstuhltunnel größeren Schwierigkeiten des aus Löß, Sandstein und Granit bestehenden Gebirges.

Der größere Teil des Zeitgewinnes am Geertunnel rührt aber ohne Zweifel davon her, daß der ganze Bau im richtigen Kriegsbaubetriebe durchgeführt werden mußte. Es war selbstverständlich, daß die vom Feldeisenbahnchef für die Aufgabe eingesetzte Feldeisenbahntruppe aus langer Frontgewohnheit heraus Tag und Nacht unermüdlich war; es war auch zu begreifen, daß die deutschen Angehörigen der Bauunternehmung ihre ganze Kraft einsetzten; aber ohne die rastlose Arbeit der vielen einheimischen Arbeiter, die bei Lage der Baustelle an der wallonisch-flämischen Sprachgrenze sich aus beiden Volksstämmen zusammensetzten, wäre die kurze Bauzeit unmöglich gewesen. Es hat sich auch hier gezeigt, daß eine gute Einteilung und Durchbildung der Arbeit und eine energische und zielbewußte Arbeitsleitung auch in einer ursprünglich feindlichen Arbeiterschaft eine Freude am Arbeitserfolge hat wecken und sie damit zu unermüdlichen Mitarbeitern hat umwandeln können.

Alle Rechte vorbehalten.

Einfluß der Fliehkräfte auf Eisenbahnbrücken.[1]

Nach dem Aufsatze im Zentralbl. d. Bauverw. 1922, S. 83 u. f. von Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. **Kommerell** im Eisenbahn-Zentralamt in Berlin, mit einer Erweiterung für schiefe Gleislagen und schiefe Brücken von **Bruno Schulz**, Berlin-Grunewald.

Bezeichnungen.

Die im folgenden angewandten Bezeichnungen sind den DIN 1350 „Zeichen in der Statik, Festigkeitslehre, Werkstoffprüfung und für Form- und Stabeisen“ entnommen.

Im übrigen gelten folgende Abkürzungen:

$\ddot{u}$ = Schienenüberhöhung in m,
p = die dem Lastenzug gleichwertige, gleichmäßig verteilte Achsbelastung in t/m Gleis,
c = Fliehkraft in t/m Gleis,
r = Halbmesser der Gleisachse in m,
v = Zuggeschwindigkeit in km/h

Das Zuggewicht p und die Fliehkraft c greifen im Schwerpunkt B der Fahrzeuge ($m = 2$ m über Schienenoberkante) an.

1. Einfluß der Fliehkraft auf den Windverband FG.

Es ist

$$c = \frac{p}{9{,}81} \cdot \frac{\left(v \cdot \frac{1000}{60 \cdot 60}\right)^2}{r} = \frac{p\,v^2}{127\,r} = p \operatorname{tg} \alpha.$$

Dieser Einfluß auf den Windverband bleibt für alle möglichen Lagen des Gleises auf der Brücke bei demselben Krümmungshalbmesser unverändert gleich.

2. Biegungsmomente aus Verkehrslast und Fliehkraft.

Die Mittelkraft aus p und c schneidet den der Fahrbahn zunächst liegenden Windverband FG im Punkte E und zerlegt sich dort in c und p (Abb. 1 u. 2).

Die Lage von E bestimmt sich aus:

$$p\,(i + e) = c\,n;$$

hieraus

$$e = \frac{c\,n}{p} - i = n \operatorname{tg} \alpha - i,$$

worin

$$i = m \cdot \frac{\ddot{u}}{1{,}5}.$$

Die Werte $\operatorname{tg} \alpha = \frac{c}{p} = \frac{v^2}{127\,r}$ können der Tafel 1 entnommen werden.

Die Abb. 1a u. 1b gelten bei der Untersuchung des Einflusses der Fliehkraft auf Hauptträger und Windverband. Für die Berechnung der Schwellenträger und Querträger ist die Mittelkraft aus der Verkehrslast und Fliehkraft mit derjenigen Ebene zum Schnitt zu bringen, in der die wagerechte Teilkraft aufgenommen wird;

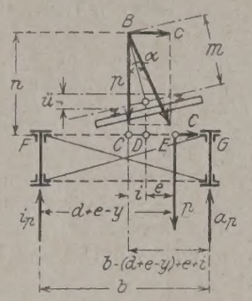


Abb. 1a.

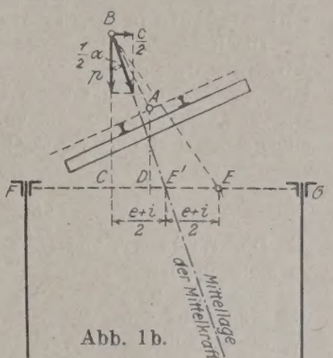


Abb. 1b.

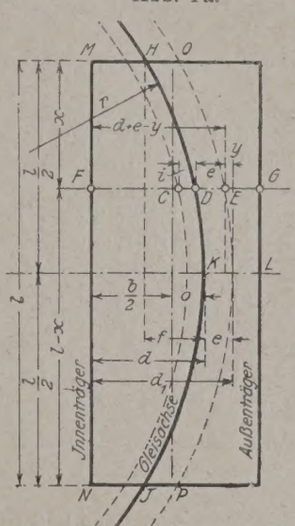


Abb. 2.

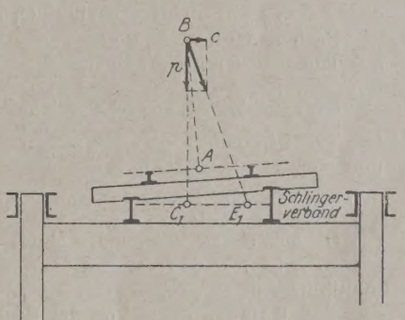


Abb. 1c.

Tafel 1.

Halbmesser	tg α bei einer Geschwindigkeit von km/h																
	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120
180	0,0700	0,0886															
200	0,0630	0,0797	0,0984														
250	0,0504	0,0638	0,0787	0,0953	0,1134												
300	0,0420	0,0532	0,0656	0,0794	0,0945	0,1109											
400	0,0315	0,0399	0,0492	0,0596	0,0709	0,0832	0,0965	0,1107									
500	0,0252	0,0319	0,0394	0,0476	0,0567	0,0665	0,0772	0,0886	0,1008								
600	0,0210	0,0266	0,0328	0,0397	0,0472	0,0554	0,0643	0,0738	0,0840	0,0948							
700	0,0180	0,0228	0,0281	0,0340	0,0405	0,0475	0,0551	0,0633	0,0720	0,0813	0,0911						
800	0,0158	0,0199	0,0246	0,0298	0,0354	0,0416	0,0482	0,0554	0,0630	0,0711	0,0797	0,0888					
900	0,0140	0,0177	0,0219	0,0265	0,0315	0,0370	0,0429	0,0492	0,0560	0,0632	0,0709	0,0790	0,0875				
1000	0,0126	0,0159	0,0197	0,0238	0,0284	0,0333	0,0386	0,0443	0,0504	0,0569	0,0638	0,0711	0,0787	0,0868			
1100	0,0115	0,0145	0,0179	0,0217	0,0258	0,0302	0,0351	0,0401	0,0458	0,0517	0,0580	0,0646	0,0716	0,0789	0,0866		
1200	0,0105	0,0133	0,0164	0,0199	0,0236	0,0277	0,0322	0,0369	0,0420	0,0474	0,0532	0,0592	0,0656	0,0723	0,0794	0,0868	
1500	0,0084	0,0106	0,0131	0,0159	0,0189	0,0222	0,0257	0,0295	0,0336	0,0379	0,0425	0,0474	0,0525	0,0579	0,0635	0,0694	0,0756
2000	0,0063	0,0080	0,0098	0,0119	0,0142	0,0166	0,0193	0,0221	0,0252	0,0284	0,0319	0,0355	0,0394	0,0434	0,0476	0,0521	0,0567
v in m/sek.	11,1	12,5	13,9	15,3	16,7	18,1	19,4	20,8	22,2	23,6	25,0	26,4	27,8	29,2	30,6	31,9	33,3

[1]) Der Aufsatz erscheint als Sonderdruck im Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

dies ist z. B. bei dem Schwellenträger in Abb. 1c der Schlingerverband, dessen Ebene im Punkt E_1 von der Mittelkraft geschnitten wird.

Der Pfeil f des Gleisbogens HKJ ist

$$f = r - \sqrt{r^2 - \frac{l^2}{4}}.$$

Hierfür darf zur Vereinfachung der Rechnung mit genügender Genauigkeit die Annäherung

$$f = \frac{l^2}{8r}\left[1 + \left(\frac{l}{4r}\right)^2\right]$$

gesetzt werden.

Die Schienenüberhöhung $\ddot{u}$ ist entsprechend der nach dem Fahrplanbuch zulässigen größten Zuggeschwindigkeit nach den Vorschriften für das Verlegen des Oberbaues zu wählen.

Wenn keine besonderen Gründe dagegen sprechen (z. B. Lage der Brücke unmittelbar vor einem Kopfbahnhof), so wird man für $\operatorname{tg}\alpha$ die eingeklammerten Werte für die nach der Bau- und Betriebsordnung für die betreffenden Halbmesser zulässigen größten Geschwindigkeiten in die Festigkeitsberechnung einführen.

Die Kraft $c = p \operatorname{tg}\alpha$ wird vom Windverband FG aufgenommen. Mit Hilfe der aus den „Berechnungsgrundlagen“ zu entnehmenden Momente M_{p_x} und Querkräfte Q_{p_x} für die Verkehrslast, bezogen auf ein Gleis, ergeben sich die von dem wagerechten Windverband aufzunehmenden Momente und Querkräfte aus

$$M_{f_x} = M_{p_x} \operatorname{tg}\alpha,$$
$$Q_{f_x} = Q_{p_x} \operatorname{tg}\alpha.$$

Die Werte M_{f_x} und Q_{f_x} sind noch mit der zugehörigen Stoßzahl φ zu multiplizieren.

Aus Abb. 1 u. 2 geht klar hervor, daß der **äußere** Hauptträger die größte Belastung bei der größten Geschwindigkeit bekommt, bei der die Mittelkraft aus Verkehrslast und Fliehkraft den Windverband im Punkte E schneidet. Die Momente ${}^aM_x$ und Querkräfte ${}^aQ_x$ für diesen Fall sind mit der zugehörigen Stoßzahl φ zu multiplizieren.

Nach den „Berechnungsgrundlagen“ ist der **innere** Hauptträger im allgemeinen für die halbe größte Fliehkraft zu berechnen.

Die zugehörige Zuggeschwindigkeit ist $= \sqrt{\frac{1}{2}} \cdot \max v = 0{,}71 \max v$. Der Schnittpunkt E' der Mittelkraft zwischen der halben Fliehkraft und der Verkehrslast mit der Ebene des Windverbandes FG hat dann entsprechend Abb. 1b vom Punkte C den Abstand $\frac{e+i}{2}$.

Die sich hierfür ergebenden Momente ${}^iM_x$ und Querkräfte ${}^iQ_x$ sind ebenso wie für den Außenträger mit der vollen Stoßzahl φ zu multiplizieren.

Bemerkung: Von der Regel, daß der äußere Hauptträger für volle, der innere für halbe Fliehkraft zu berechnen ist, können sich Ausnahmen ergeben (vgl. den Anhang).

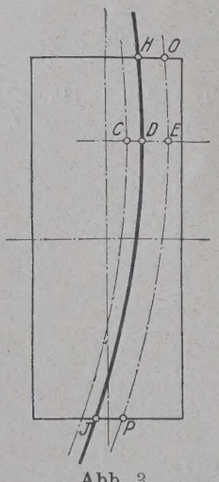


Abb. 3.

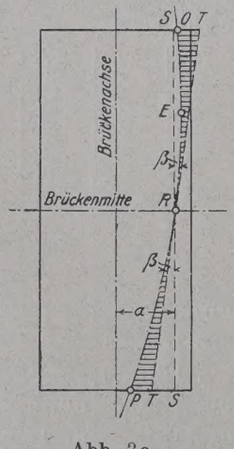


Abb. 3a.

Nach dem Gesetz, daß die Gesamtwirkung gleich der Summe aller Einzelwirkungen ist, kann man sich die durch die in Abb. 3 angegebene beliebige Lage eines gekrümmten Gleises hervorgerufenen Momente und Querkräfte als aus vier Einzelzuständen entstanden denken, und zwar für den Kreisbogen OEP in Abb. 3 u. 3a in folgender Weise:

Der 1. Zustand ist als Ausgangszustand der normale Fall; die Achse eines geraden Gleises liegt in der Brückenachse.

Im 2. Zustande wird die Gleisachse um a parallel gegen die Brückenachse in die Lage SRS verschoben; dann ist a bestimmt durch den Schnittpunkt R des Bogens OEP mit der Brückenmitte.

Im 3. Zustande wird die Gleisachse gegen die Lage SRS um den Winkel β in die Lage TRT gedreht.

Im 4. Zustande wird statt der geraden Achse TRT der Bogen $OERP$ gesetzt, der die Gerade TRT in R berührt. Für diese vier Zustände ergeben sich im einzelnen folgende Werte der Momente und Querkräfte.

1. Zustand:

Die Punkte E und E', die die Schnittpunkte der Mittelkraft mit der Ebene des Windverbandes für volle und halbe Fliehkraft des Fahrzeuges darstellen, wandern auf der Brückenachse, d. h. die Gleisachse verläuft in der Brückenachse, also in einer Geraden. Die Fliehkraft ist gleich 0. Die Punkte E und C fallen zusammen (Abb. 4).

$${}^aM_x = {}^iM_x = \frac{M_{p_x}}{2}, \qquad {}^aQ_x = {}^iQ_x = \frac{Q_{p_x}}{2}.$$

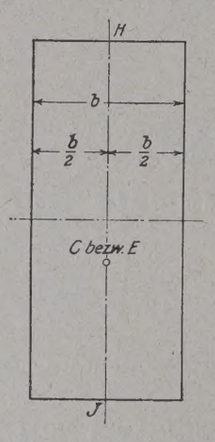


Abb. 4.

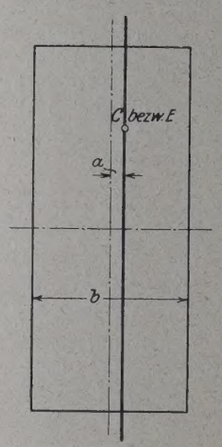


Abb. 5.

2. Zustand:

Die Punkte E und E' wandern auf einer Parallelen im Abstande a zur Brückenachse, d. h. die Gleisachse verläuft in einer Geraden parallel zur Brückenachse.

Die Fliehkraft ist gleich 0. Die Punkte E und C fallen zusammen (Abb. 5).

Die Änderung der Momente und Querkräfte beträgt

$$\Delta\,{}^aM_x = M_{p_x} \cdot \frac{a}{b} \quad \text{mit } a = o + e \text{ für Höchstgeschwindigkeit.}$$

$$\Delta\,{}^aQ_x = Q_{p_x} \cdot \frac{a}{b}$$

$$\left.\begin{aligned} \Delta\,{}^iM_x &= M_{p_x} \cdot \frac{a}{b} \\ \Delta\,{}^iQ_x &= Q_{p_x} \cdot \frac{a}{b} \end{aligned}\right| \begin{aligned} &\text{mit } a = o - i \text{ bei stillstehendem Zug} \\ &\text{mit } a = o - i + \frac{e+i}{2} = o + \frac{e-i}{2} \text{ bei} \\ &\text{halber Fliehkraft.} \end{aligned}$$

Es ist also allgemein $\Delta F(x) = \pm \mu_1 F(x)$ mit $\mu_1 = \frac{a}{b}$.

Die obigen Werte a enthalten bereits die bei gekrümmten Gleisen durch die Fliehkraft hervorgerufene Parallelverschiebung der Kreisbogen (Abb. 2) OEP und MCN gegen den Bogen HDJ.

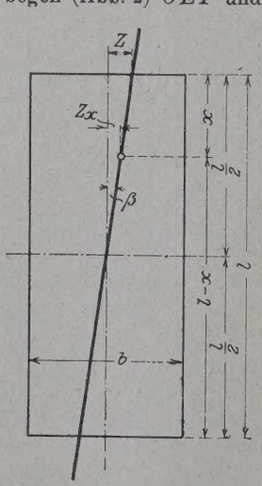


Abb. 6.

3. Zustand:

Die Punkte E und E' wandern auf einer Geraden, die mit der Brückenachse den Winkel β einschließt. Die Fliehkraft ist auch hier gleich 0 (Abb. 6).

$$\operatorname{tg}\beta \cdot \frac{l}{2} = z.$$

Die Änderungen von ${}^ap$ und ${}^ip$ infolge der Drehung sind dann

$$\Delta\,p_x = \Delta\,{}^ap_x = -\Delta\,{}^ip_x = p \cdot \frac{z_x}{b}$$

$$z_x = \frac{z\left(\frac{l}{2} - x\right)}{\frac{l}{2}} = z\left(1 - \frac{2x}{l}\right)$$

$$\Delta\,p_x = p \cdot \frac{z}{b} \cdot \left(1 - \frac{2x}{l}\right).$$

Am Auflager ist $\Delta p_0 = p \cdot \frac{z}{b}$ (Abb. 7) und die Änderung der Belastung zwischen 0 und $\frac{l}{2}$

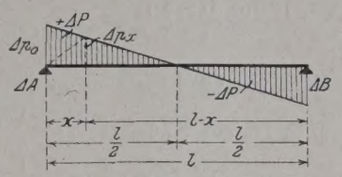


Abb. 7.

$$\Delta P = \frac{\Delta p_0 \, l}{4} = \frac{1}{4} \cdot p \, l \cdot \frac{z}{b}$$

$$\Delta A = -\Delta B = \frac{\Delta P \cdot \frac{2}{3} l}{l} = \frac{2}{3} \cdot \Delta P = \frac{1}{6} \cdot p \, l \cdot \frac{z}{b}$$

$$\Delta M_x = \Delta A \cdot x - \left(\Delta p_0 \cdot \frac{x}{2} \cdot \frac{2}{3} x + \Delta p_x \cdot \frac{x}{2} \cdot \frac{x}{3} \right)$$

$$= \frac{1}{6} \cdot p \, l \cdot \frac{z}{b} \cdot x - \frac{p \, z}{b} \cdot \frac{x^2}{3} - \frac{p \, z}{b} \left(1 - \frac{2 x}{l} \right) \frac{x^2}{6}$$

$$= \frac{p \, z}{6 \, b} \left(l \, x - 2 x^2 - x^2 + \frac{2 x^3}{l} \right)$$

$$= \frac{p \, z \, x}{6 \, b \, l} (l^2 - 3 \, x \, l + 2 x^2)$$

$$= \frac{p \, z \, x \, (l - x) \, (l - 2 x)}{6 \, b \, l}.$$

Setzt man das Moment für die gleichmäßig verteilte Last

$$M_{p_x} = \frac{p \, x}{2} (l - x),$$

so wird

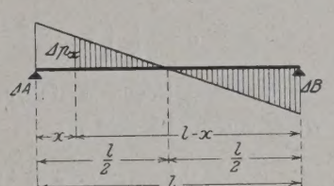


Abb. 8.

$$\Delta M_x = M_{p_x} \cdot \frac{z \, (l - 2 x)}{3 \, b \, l}$$

$$\Delta^a M_x = -\Delta^i M_x = \mu_2 \, M_{p_x},$$

worin

$$\mu_2 = \frac{z \, (l - 2 x)}{3 \, b \, l}.$$

Für die Querkraft wird nach Abb. 8

$$\Delta Q_x = \Delta A = \frac{\Delta p_x}{2 \, l} \left(\frac{l}{2} - x \right) \left[\frac{2}{3} \left(\frac{l}{2} - x \right) + \frac{l}{2} \right] - \frac{\Delta p_0 \, l}{4 \, l} \cdot \frac{l}{6}$$

$$= \frac{p \, z}{2 \, b \, l} \cdot \left(1 - \frac{2 x}{l} \right) \left(\frac{l}{2} - x \right) \left(\frac{5}{6} \cdot l - \frac{2}{3} \cdot x \right) - \frac{p \, z}{b} \cdot \frac{l}{24}$$

$$= \frac{p \, z}{2 \, b \, l} \left[\left(1 - \frac{2 x}{l} \right) \left(\frac{l}{2} - x \right) \left(\frac{5}{6} \cdot l - \frac{2}{3} \cdot x \right) - \frac{l^2}{12} \right]$$

$$= \frac{p \, z}{24 \, b \, l^2} [(l - 2 x)^2 (5 \, l - 4 x) - l^3]$$

$$= \frac{p \, z}{6 \, b \, l^2} (l - x)^2 (l - 4 x).$$

Setzt man $\frac{p \, (l-x)^2}{2 \, l}$ gleich der Querkraft des durch gleichmäßig verteilte Verkehrsbelastung beanspruchten Trägers, so erhält man

$$\Delta Q_x = Q_{p_x} \cdot \frac{z \, (l - 4 x)}{3 \, b \, l}$$

$$\Delta^a Q_x = -\Delta^i Q_x = \mu_2' \cdot Q_{p_x},$$

worin

$$\mu_2' = \frac{z \, (l - 4 x)}{3 \, b \, l}.$$

Bei Bestimmung des Vorzeichens für den Wert z ist nicht nur die Lage der Gleisbogentangente, sondern auch die des Gleisbogens selbst zu beachten. z ist an der Stelle $x = 0$ zu messen und wird als positiv eingeführt, wenn an dieser Stelle die Verdrehung nach dem Außenträger zu, als negativ, wenn sie nach dem Innenträger zu gerichtet ist.

In gleicher Weise ist in dem weiter unten, im 2. Beispiel, erörterten Fall, in dem der Kreisbogen durch eine Gerade ersetzt wird, auf die Vorzeichen zu achten.

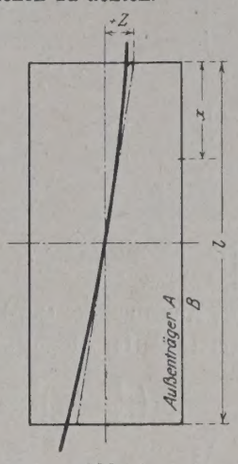


Abb. 9.

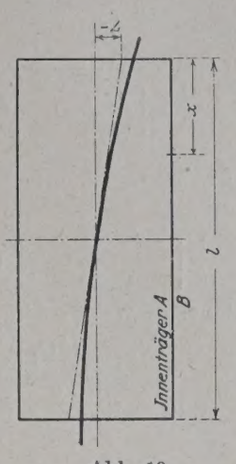


Abb. 10.

4. Zustand:

Der Punkt E wandert auf einem Kreisbogen mit der Pfeilhöhe f, dessen Scheitel die Brückenachse berührt und der mit ausreichender Genauigkeit als Parabelbogen angesehen werden darf.

Die Fliehkraft nimmt den unter 1. angeführten Wert an (Abb. 11 u. 12). Die Änderung des Momentes

$$\Delta^a M_x = -\Delta^i M_x$$

wird durch eine Belastungsfläche nach Abb. 12 hervorgerufen, worin die Ordinate $p_x = \frac{p \, y}{b}$ zu setzen ist.

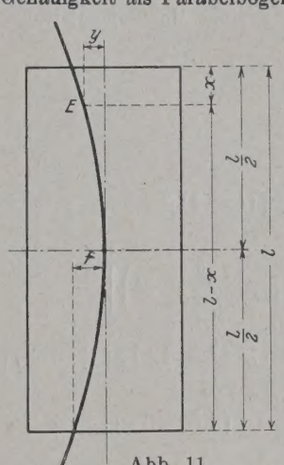


Abb. 11.

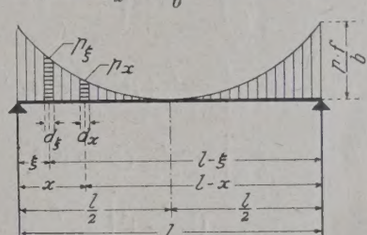


Abb. 12.

Für $y = -\frac{4 f}{l^2} \left(\frac{l}{2} - x \right)^2$ erhält man als Auflagerdruck

$$\Delta A = -\int_0^{\frac{l}{2}} p_x \, d x = -\text{Inhalt der halben Parabelfläche},$$

die in Abb. 12 schraffiert ist.

$$\Delta A = -\frac{1}{3} \cdot \frac{p \, f}{b} \cdot \frac{l}{2} = -\frac{p \, f \, l}{6 \, b}.$$

Für einen Punkt ξ ist

$$p_\xi = \frac{p}{b} \left[-\frac{4 f}{l^2} \left(\frac{l}{2} - \xi \right)^2 \right].$$

Das Moment im Querschnitt x wird dann

$$\Delta M_x = \Delta A \cdot x - \int_{\xi=0}^{\xi=x} p_\xi \, d \xi \, (x - \xi),$$

worin x vorübergehend konstant gesetzt wird.

Es wird

$$\int_{\xi=0}^{\xi=x} = \frac{p}{b} \int_0^x \left[-\frac{4 f}{l^2} \left(\frac{l^2}{4} - l \, \xi + \xi^2 \right) \right] (x - \xi) \, d \xi$$

$$= \frac{p}{b} \left[-\frac{f}{6 \, l^2} \cdot x^2 (3 \, l^2 - 4 \, l \, x + 2 x^2) \right]$$

oder

$$\Delta M_x = \frac{p}{2 \, b} \cdot x \left[-\frac{f \, l}{3} + \frac{f \, x}{3 \, l^2} (3 \, l^2 - 4 \, l \, x + 2 x^2) \right]$$

$$= \frac{p}{2 \, b} \cdot x \, (l - x) \left[-\frac{f}{3} + \frac{2 f}{3 \, l^2} \cdot x \, (l - x) \right].$$

Setzt man das Moment für die gleichmäßig verteilte Last (Abb. 13)

$$M_{p_x} = \frac{p}{2} \cdot x\,(l - x),$$

so ergibt sich allgemein

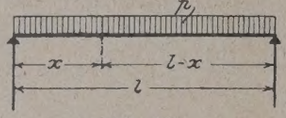


Abb. 13.

$$\Delta M_x = \frac{M_{p_x}}{b}\left[-\frac{f}{3} + \frac{2\,f\,x}{3\,l^2}\,(l - x)\right]$$

oder

$$\Delta M_x = \pm \mu_3\, M_{p_x},$$

worin

$$\mu_3 = \frac{1}{b}\left[-\frac{f}{3} + \frac{2\,f\,x}{3\,l^2}\,(l - x)\right].$$

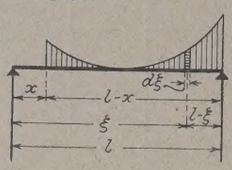


Abb. 14.

In derselben Weise ermittelt sich die Änderung der Querkraft $\Delta {}^a Q_x = -\Delta {}^i Q_x$ (Abb. 14) wie folgt.

Mit

$$p_x = +\frac{p\,y}{b} \qquad y = -\frac{4\,f}{l^2}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2$$

$$p_x = \frac{p}{b}\left[-\frac{4\,f}{l^2}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2\right]$$

bzw. $$p_\xi = \frac{p}{b}\left[-\frac{4\,f}{l^2}\left(\frac{l}{2} - \xi\right)^2\right]$$

ergibt sich die Querkraft ΔQ_x bei x aus einer Momentengleichung um das rechte Auflager zu

$$\Delta Q_x = \frac{1}{l}\int_{\xi=x}^{\xi=l} p_\xi\, d\xi\,(l - \xi)$$

$$= \frac{p}{b\,l}\int_x^l -\frac{4\,f}{l^2}\left(\frac{l^2}{4} - l\,\xi + \xi^2\right)(l - \xi)\, d\xi$$

$$= \frac{p}{b\,l}\left[-\frac{f}{l^2}\left(l^3\,\xi - 5\,l^2 \cdot \frac{\xi^2}{2} + \frac{8\,l\,\xi^3}{3} - \xi^4\right)\right]_{\xi=x}^{\xi=l}$$

$$= \frac{p}{b\,l}\left[-\frac{f}{6\,l^2}\,(l^4 - 6\,l^3\,x + 15\,l^2\,x^2 - 16\,l\,x^3 + 6\,x^4)\right]$$

$$= \frac{p}{2\,b\,l}\,(l - x)^2\left[-\frac{f}{3} + \frac{2\,f}{3\,l^2} \cdot x\,(2\,l - 3\,x)\right].$$

Diejenige gleichmäßig verteilte Belastung p, die dasselbe Q_{p_x} wie die Verkehrslast für ein Gleis erzeugt, ergibt sich nach Abb. 15 zu

$$Q_{p_x} = p \cdot \frac{(l - x)^2}{2\,l}.$$

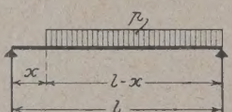


Abb. 15.

Setzt man diesen Wert in die Gleichung ein, so wird allgemein

$$\Delta Q_x = \frac{Q_{p_x}}{b}\left[-\frac{f}{3} + \frac{2\,f}{3\,l^2} \cdot x\,(2\,l - 3\,x)\right] \quad \text{oder}$$

$$\Delta Q_x = \pm\,\mu_3'\, Q_{p_x}, \quad \text{worin}$$

$$\mu_3' = \frac{1}{b}\left[-\frac{f}{3} + \frac{2\,f}{3\,l^2} \cdot x\,(2\,l - 3\,x)\right].$$

Nach Vorstehendem beziehen sich bei den in den Abb. 3 u. 3a dargestellten, beliebig gelegenen, gekrümmten Gleisen die Änderungen von M und Q mit dem Gliede

μ_1 auf eine Verschiebung der Gleisachse parallel zur Brückenachse,
μ_2 auf eine Drehung der Gleisachse um einen Winkel β gegen die Brückenachse,
μ_3 auf den Einfluß der Gleiskrümmung.

Dabei enthält μ_1 mit den Werten $a = o + e$ bezw. $= o - i$ bereits, wie zuvor bemerkt, den Einfluß der Parallelverschiebung der Kreisbogen OEP und MCN gegen den Bogen HDJ in Abb. 2, so daß μ_3 den Einfluß der Gleiskrümmung ohne diese Parallelverschiebung enthält.

3. Sonderfälle.

Ist in dem in Abb. 3 u. 3a dargestellten allgemeinen Fall die Drehung der Gleisachse um β nicht vorhanden, so tritt der einfachere, in Abb. 2 dargestellte Fall ein, für den dann $\mu_2 = 0$ ist.

Hierfür sind nachstehend zwei Sonderfälle behandelt.

1. Sonderfall:

Für die bei Trogbrücken häufige Anordnung (Abstand der Gleisachse von der Brückenachse $o = \frac{f}{3}$) wird das Glied

μ_1 für den Außenträger $= \frac{1}{b}\left(e + \frac{f}{3}\right)$

μ_1 „ „ Innenträger $= \frac{1}{b}\left(\frac{f}{3} + \frac{e - i}{2}\right)$ bei halber Fliehkraft;

$\mu_2 = 0$;

μ_3 bleibt unverändert (s. Tafel 2).

2. Sonderfall.

Aus konstruktiven Gründen (gleichmäßige Ausbildung der Hauptträger) kann es erforderlich werden, Momente und Querkräfte für Innen- und Außenträger gleichgroß zu machen.

Die für diese Anforderung notwendige Gleislage bestimmt sich aus der Gleichung

$${}^a M_x = {}^i M_x = M_{p_x}\left(\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_3\right) = M_{p_x}\left(\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_3\right)$$

$$\mu_2 = 0.$$

Löst man die Gleichung:

$$M_{p_x}\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b}\left(o + e - \frac{f}{3} + \frac{2\,f\,x\,(l - x)}{3\,l^2}\right)\right]$$

$$= M_{p_x}\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b}\left(o + \frac{e - i}{2} - \frac{f}{3} + \frac{2\,f\,x\,(l - x)}{3\,l^2}\right)\right]$$

nach o auf, so ergibt sich für diese Mittellage des Gleises, die für die Hauptträger der Brücke die günstigste ist:

$$o = \frac{f}{3}\left(1 - \frac{2\,x\,(l - x)}{l^2}\right) - \frac{3\,e - i}{4}.$$

Für verschiedene Werte von $\frac{x}{l}$ ergeben sich auch verschiedene Werte von o. Es wird für

$$\frac{x}{l} = 0{,}1 \qquad o = \frac{f}{3}\,(1 - 2 \cdot 0{,}1 \cdot 0{,}9) - \frac{3\,e - i}{4}$$

$$\frac{x}{l} = 0{,}2 \qquad o = \frac{f}{3}\,(1 - 2 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}8) - \frac{3\,e - i}{4}$$

$$\frac{x}{l} = 0{,}3 \qquad o = \frac{f}{3}\,(1 - 2 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}7) - \frac{3\,e - i}{4}$$

$$\frac{x}{l} = 0{,}4 \qquad o = \frac{f}{3}\,(1 - 2 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}6) - \frac{3\,e - i}{4}$$

$$\frac{x}{l} = 0{,}5 \qquad o = \frac{f}{3}\,(1 - 2 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}5) - \frac{3\,e - i}{4}$$

$$\frac{x}{l} = 0{,}6 \qquad o = \frac{f}{3}\,(1 - 2 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}4) - \frac{3\,e - i}{4}$$

$$\frac{x}{l} = 0{,}7 \qquad o = \frac{f}{3}\,(1 - 2 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}3) - \frac{3\,e - i}{4}$$

$$\frac{x}{l} = 0{,}8 \qquad o = \frac{f}{3}\,(1 - 2 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}2) - \frac{3\,e - i}{4}$$

$$\frac{x}{l} = 0{,}9 \qquad o = \frac{f}{3}\,(1 - 2 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}1) - \frac{3\,e - i}{4}$$

somit als Mittelwert

$$o = \frac{f}{3}\left[1 - \frac{2}{9}\,(0{,}09 + 0{,}16 + 0{,}21 + 0{,}24 + 0{,}25 + 0{,}24 + 0{,}21 + 0{,}16 + 0{,}09)\right]$$

$$o = 0{,}211\,f - \frac{3\,e - i}{4}. \qquad - \frac{3\,e - i}{4}$$

In der nebenstehenden Tafel 2 sind die Momente und Querkräfte der beiden Hauptträger für den allgemeinen Fall der beliebigen Lage eines gekrümmten Gleises und für die beiden vorstehenden Sonderfälle zusammengestellt.

Sämtliche Werte sind mit der Stoßzahl φ zu multiplizieren.

1. Beispiel (s. Abb. 1 u. 2 und Tafel 3): Stützweite $l = 30$ m, Halbmesser $r = 300$ m. Größte Geschwindigkeit $v = 65$ km/h, also aus Tafel 1

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{c}{p} = 0{,}111.$$

Der Pfeil f wird aus

$$f = r - \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2}\right)^2} = 300 - \sqrt{300^2 - 15^2} = 0{,}375\ \text{m}.$$

Tafel 2.

Hierbei sind einzusetzen: M_{p_x} in tm, Q_{p_x} in t } für ein Gleis aus den „Berechnungsgrundlagen"

o, e, f, b, l, x in m (siehe Abb. 1 u. 2),

$e = n \cdot \operatorname{tg}\alpha - i$; $\quad i = \frac{m \cdot \ddot{u}}{1{,}5}$; $\quad \operatorname{tg}\alpha$ siehe Tafel 1.

Abstand der Gleisachse von der Brückenachse		Moment in tm im beliebigen Querschnitt x, herrührend von der Verkehrslast und der Fliehkraft beim:
o beliebig, Gleisbogensehne um $\sphericalangle \beta$ gegen Brückenachse verdreht	Außenträger	$${}^{a}M_x = M_{p_x}\left[\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_2 + \mu_3\right] = M_{p_x}\left[\frac{1}{2} + \frac{o+e}{b} + \frac{1}{b}\cdot\frac{z(l-2x)}{3l} + \frac{1}{b}\left(-\frac{f}{3} + \frac{2fx(l-x)}{3l^2}\right)\right]$$
	Innenträger bei halber Fliehkraft	$${}^{i}M_x = M_{p_x}\left[\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_2 - \mu_3\right] = M_{p_x}\left[\frac{1}{2} - \frac{o+\frac{e-i}{2}}{b} - \frac{1}{b}\cdot\frac{z(l-2x)}{3l} - \frac{1}{b}\left(-\frac{f}{3} + \frac{2fx(l-x)}{3l^2}\right)\right]$$
$o = \frac{f}{3}$ Gleisbogensehne parallel zur Brückenachse	Außenträger	$${}^{a}M_x = M_{p_x}\left[\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_3\right] \quad \mu_2 = 0 = M_{p_x}\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b}\left(e + \frac{2fx(l-x)}{3l^2}\right)\right]$$
	Innenträger bei halber Fliehkraft	$${}^{i}M_x = M_{p_x}\left[\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_3\right] \quad \mu_2 = 0 = M_{p_x}\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b}\left(\frac{e-i}{2} + \frac{2fx(l-x)}{3l^2}\right)\right]$$
$o = 0{,}211\,f - \frac{3e-i}{4}$ Gleisbogensehne parallel zur Brückenachse	Außenträger	$${}^{a}M_x = M_{p_x}\left[\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_3\right] \quad \mu_2 = 0 = M_{p_x}\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b}\left(\frac{e+i}{4} - 0{,}122\,f + \frac{2fx(l-x)}{3l^2}\right)\right]$$
	Innenträger bei halber Fliehkraft	$${}^{i}M_x = M_{p_x}\left[\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_3\right] \quad \mu_2 = 0 = M_{p_x}\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b}\left(\frac{e+i}{4} + 0{,}122\,f - \frac{2fx(l-x)}{3l^2}\right)\right].$$
		Querkraft in t im beliebigen Querschnitt x, herrührend von der Verkehrslast und der Fliehkraft beim:
o beliebig, Gleisbogensehne um $\sphericalangle \beta$ gegen Brückenachse verdreht	Außenträger	$${}^{a}Q_x = Q_{p_x}\left[\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_2' + \mu_3'\right] = Q_{p_x}\left[\frac{1}{2} + \frac{o+e}{b} + \frac{1}{b}\cdot\frac{z(l-4x)}{3l} + \frac{1}{b}\left(-\frac{f}{3} + \frac{2fx(2l-3x)}{3l^2}\right)\right]$$
	Innenträger bei halber Fliehkraft	$${}^{i}Q_x = Q_{p_x}\left[\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_2' - \mu_3'\right] = Q_{p_x}\left[\frac{1}{2} - \frac{o+\frac{e-i}{2}}{b} - \frac{1}{b}\cdot\frac{z(l-4x)}{3l} - \frac{1}{b}\left(-\frac{f}{3} + \frac{2fx(2l-3x)}{3l^2}\right)\right]$$
$o = \frac{f}{3}$ Gleisbogensehne parallel zur Brückenachse	Außenträger	$${}^{a}Q_x = Q_{p_x}\left[\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_3'\right] \quad \mu_2' = 0 = Q_{p_x}\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b}\left(e + \frac{2fx(2l-3x)}{3l^2}\right)\right]$$
	Innenträger bei halber Fliehkraft	$${}^{i}Q_x = Q_{p_x}\left[\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_3'\right] \quad \mu_2' = 0 = Q_{p_x}\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b}\left(\frac{e-i}{2} + \frac{2fx(2l-3x)}{3l^2}\right)\right]$$
$o = 0{,}211\,f - \frac{3e-i}{4}$ Gleisbogensehne parallel zur Brückenachse	Außenträger	$${}^{a}Q_x = Q_{p_x}\left[\frac{1}{2} + \mu_1 + \mu_3'\right] \quad \mu_2' = 0 = Q_{p_x}\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b}\left(\frac{e+i}{4} - 0{,}122\,f + \frac{2fx(2l-3x)}{3l^2}\right)\right]$$
	Innenträger bei halber Fliehkraft	$${}^{i}Q_x = Q_{p_x}\left[\frac{1}{2} - \mu_1 - \mu_3'\right] \quad \mu_2' = 0 = Q_{p_x}\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b}\left(\frac{e+i}{4} + 0{,}122\,f - \frac{2fx(2l-3x)}{3l^2}\right)\right].$$

Tafel 3.

Für x . . . . . =		0 0	0,1 l = 3	0,2 l 6	0,3 l 9	0,4 l 12	0,5 l 15 m
wird	$l-x$ . . . . . =	l	0,9 l	0,8 l	0,7 l	0,6 l	0,5 l
	$2l-3x$ . . . . =	$2l$	1,7 l	1,4 l	1,1 l	0,8 l	0,5 l
	$x(l-x)$ . . . . =	0	0,09 l^2	0,16 l^2	0,21 l^2	0,24 l^2	0,25 l^2
	$x(2l-3x)$ . . . =	0	0,17 l^2	0,28 l^2	0,33 l^2	0,32 l^2	0,25 l^2
	$\frac{x(l-x)}{10\,l^2}$ . . . . =	0	0,009	0,016	0,021	0,024	0,025
	$\frac{x(2l-3x)}{10\,l^2}$ . . . =	0	0,017	0,028	0,033	0,032	0,025
Für $l=30$ m wird	M_{p_x} . . . =	0	619	1080	1381	1524	1536 tm [1]
	Q_{p_x} . . . =	224	185	149	116	86,3	61,8 t [1]
Für $o=0{,}211\,f-\frac{3e-i}{4}=0{,}034$ m wird							
	${}^aM_x=M_{p_x}\left[0{,}512+\frac{x(l-x)}{10\,l^2}\right]$. =	0	322	570	736	817	825 tm [2]
	${}^iM_x=M_{p_x}\left[0{,}548-\frac{x(l-x)}{10\,l^2}\right]$. =	0	334	575	728	799	803 tm [2]
	${}^aQ_x=Q_{p_x}\left[0{,}512+\frac{x(2l-3x)}{10\,l^2}\right]$ =	115	97,9	80,5	63,2	46,9	33,2 t [2]
	${}^iQ_x=Q_{p_x}\left[0{,}548-\frac{x(2l-3x)}{10\,l^2}\right]$ =	123	98,2	77,5	59,7	44,5	32,3 t [2]
Für $o=\frac{f}{3}=0{,}125$ m wird							
	${}^aM_x=M_{p_x}\left[0{,}548+\frac{x(l-x)}{10\,l^2}\right]$. =	0	345	609	786	872	880 tm [3]
	${}^iM_x=M_{p_x}\left[0{,}512-\frac{x(l-x)}{10\,l^2}\right]$. =	0	311	536	678	744	748 tm [3]
	${}^aQ_x=Q_{p_x}\left[0{,}548+\frac{x(2l-3x)}{10\,l^2}\right]$ =	123	104,5	85,8	67,4	50,1	35,4 t [3]
	${}^iQ_x=Q_{p_x}\left[0{,}512-\frac{x(2l-3x)}{10\,l^2}\right]$ =	115	91,6	72,1	55,6	41,4	30,1 t [3]
Hätte man die Gleislage für $o=\frac{f}{3}=0{,}125$ m zuerst berechnet und wollte man die Werte für die günstigste Gleislage, also $o=0{,}034$ m, so hätte sich eine Gleisverschiebung $\Delta y=0{,}125-0{,}034=0{,}091$ m gegen den Innenträger ergeben, damit würden sich die Momente ändern um							
	$\Delta M_x=\mp\frac{\Delta y}{b}\cdot M_{p_x}=\mp 0{,}0364\,M_{p_x}=$	0	∓ 23	∓ 39	∓ 50	∓ 55	∓ 56 tm
also	${}^aM_x$ . . . . . =	0	322	570	736	817	824 tm [4]
	${}^iM_x$ . . . . . =	0	334	575	728	799	804 tm [4]
Die Querkräfte würden sich ändern um							
	$\Delta Q_x=\mp\frac{\Delta y}{b}\cdot Q_{p_x}=\mp 0{,}0364\,Q_{p_x}=$	∓ 8,1	∓ 6,7	∓ 5,4	∓ 4,3	∓ 3,2	∓ 2,3 t
also	${}^aQ_x$ . . . . . =	115	97,8	80,4	63,1	46,9	33,1 t [5]
	${}^iQ_x$ . . . . . =	123	98,3	77,5	59,9	44,6	32,4 t [5]

[1]) Für ein Gleis. — [2]) Günstigste Gleislage. — [3]) Häufig bei Trogbrücken angewendete Gleislage. — [4]) Etwa wie vor bei der günstigsten Gleislage. — [5]) Desgleichen.

Die Schienenüberhöhung sei $\ddot{u}=0{,}135$ m, der Hauptträgerabstand $b=2{,}50$ m, Abstand des Schwerpunktes B der Fahrzeuge vom nächsten Windverband $n=2{,}70$ m.

Es wird mit $m=2{,}0$ m

$$i=\frac{2{,}0\cdot 0{,}135}{1{,}5}=0{,}180\text{ m}$$

$$e=2{,}7\cdot 0{,}111-0{,}180=0{,}120\text{ m}.$$

Für den Sonderfall, bei dem beide Träger möglichst gleichmäßig beansprucht werden, also für

$$o=0{,}211\,f-\frac{3e-i}{4}=0{,}211\cdot 0{,}375-\frac{0{,}18}{4}=0{,}034\text{ m},$$

wird

$${}^aM_x=M_{p_x}\left[\frac{1}{2}+\frac{1}{2{,}5}\left(\frac{0{,}30}{4}-0{,}046+\frac{2\cdot 0{,}375}{3}\cdot\frac{x(l-x)}{l^2}\right)\right]$$

$$=M_{p_x}\left[0{,}512+\frac{1}{10}\cdot\frac{x(l-x)}{l^2}\right]$$

$$M_x=M_{p_x}\left[\frac{1}{2}+\frac{1}{2{,}5}\left(\frac{0{,}30}{4}+0{,}046-\frac{2\cdot 0{,}375}{3}\cdot\frac{x(l-x)}{l^2}\right)\right]$$

$$=M_{p_x}\left[0{,}548-\frac{1}{10}\cdot\frac{x(l-x)}{l^2}\right]$$

$${}^aQ_x=Q_{p_x}\left[0{,}512+\frac{1}{10}\cdot\frac{x(2l-3x)}{l^2}\right]$$

$${}^iQ_x=Q_{p_x}\left[0{,}548-\frac{1}{10}\cdot\frac{x(2l-3x)}{l^2}\right].$$

Für $l=30$ m sei nach den „Berechnungsgrundlagen“ das größte Biegungsmoment, herrührend von der Verkehrslast, max $M_p=1536$ tm und die Querkraft für ein Gleis für die verschiedenen Belastungslängen

$$\max Q_{p_{30}}=\frac{5560+390\cdot 3}{30}=224\text{ t}$$

$$\max Q_{p_{27}}=\frac{5560+0}{30}=185\text{ t}$$

$$\max Q_{p_{24}}=\frac{3920+350\cdot 1{,}6}{30}=149\text{ t}$$

$$\max Q_{p_{21}}=\frac{3400+325\cdot 0{,}2}{30}=116\text{ t}$$

$$\max Q_{p_{18}}=\frac{2480+275\cdot 0{,}4}{30}=86{,}3\text{ t}$$

$$\max Q_{p_{15}}=\frac{1720+225\cdot 0{,}6}{30}=61{,}8\text{ t}.$$

2. **Beispiel** (s. Abb. 16 u. 17 und Tafel 4):

Gerberträger mit einem Abstande der Gelenke $l_0=18{,}00$ m und Spannweite der Seitenöffnungen $l_1=6{,}00$ m. Die Gleisbogenachse ($r=180$ m) liege symmetrisch zur Brückenachse. Für den Kragträger ist die Berechnung in derselben Weise wie im Beispiel 1 durchzuführen. Als Länge der Sehne gilt für den Kragträger bei kurzen Kragarmen die Entfernung der Gelenke.

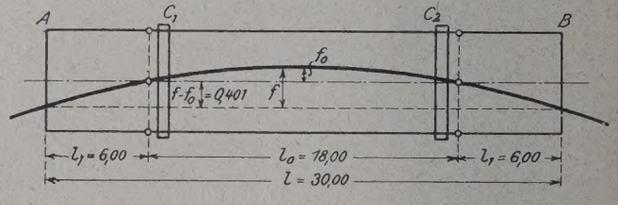


Abb. 16.

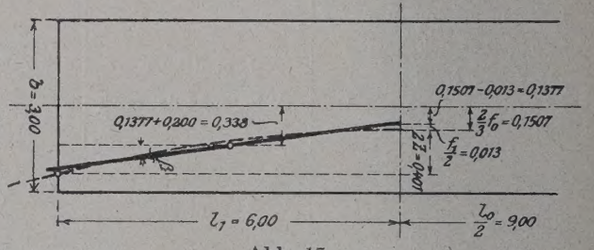


Abb. 17.

Für die Seitenöffnung wird berechnet:

$$f_0=180-\sqrt{180^2-\frac{18^2}{4}}=0{,}226\text{ m};\quad o=\frac{f_0}{3}=0{,}0753\text{ m}$$

$$f-f_0=-\sqrt{180^2-\frac{30^2}{4}}+\sqrt{180^2-\frac{18^2}{4}}=0{,}401\text{ m}.$$

Die Pfeilhöhe des Gleisbogens in der Seitenöffnung beträgt

$$f_1=r-\sqrt{r^2-\frac{l_1^2}{4}}=180-\sqrt{32\,400-9}=0{,}026\text{ m}.$$

Für die kleine Spannweite $l_1=6{,}00$ m wird der Gleisbogen genau genug statt durch eine Parabel durch eine Gerade im Abstande $\frac{f_1}{2}=0{,}013$ m parallel zur Gleisbogensehne der Seitenöffnung ersetzt.

Tafel 4.

Momente	Außenträger	Für x	=	0	1,5	3,0	4,5	6,0	m
		$l-2x$	=	6,0	3,0	0	−3,0	−6,0	
		$\frac{1}{2}+\mu_1=0{,}5+\frac{o+e}{b}=0{,}5-0{,}0887$	=	0,4113	0,4113	0,4113	0,4113	0,4113	
		$+\mu_2=+\frac{z}{3bl}(l-2x)=-0{,}00371\,(l-2x)$	=	−0,02226	−0,0111	0	+0,0111	+0,02226	
		$\frac{1}{2}+\mu_1+\mu_2$	=	0,3890	0,4002	0,4113	0,4224	0,4336	
		M_{p_x}	=	0	59,0	72,7	59,0	0	tm
		${}^aM_x=M_{p_x}\left[\frac{1}{2}+\mu_1+\mu_2\right]$	=	0	23,61	29,88	24,9	0	tm
	Innenträger	$\frac{1}{2}-\mu_1=0{,}5-\frac{o+\frac{e-i}{2}}{b}$	=	0,6285	0,6285	0,6285	0,6285	0,6285	
		$-\mu_2=-\frac{z}{3bl}(l-2x)=+0{,}00371\,(l-2x)$	=	0,02226	0,0111	0	−0,0111	−0,02226	
		$\frac{1}{2}-\mu_1-\mu_2$	=	0,65076	0,6396	0,6285	0,6174	0,60624	
		${}^iM_x=M_{p_x}\left[\frac{1}{2}-\mu_1-\mu_2\right]$	=	0	37,7	45,7	36,4	0	tm
Querkräfte	Außenträger	$l-4x$	=	6,0	0	−6,0	−12,0	−18,0	
		$\frac{1}{2}+\mu_1=0{,}5+\frac{o+e}{b}=0{,}5-0{,}0887$	=	0,4113	0,4113	0,4113	0,4113	0,4113	
		$+\mu_2'=+\frac{z}{3bl}(l-4x)=-0{,}00371\,(l-4x)$	=	−0,02226	0	+0,02226	+0,0445	+0,0668	
		$\frac{1}{2}+\mu_1+\mu_2'$	=	0,3890	0,4113	0,43356	0,4558	0,4781	
		Q_{p_x}	=	60,0	36,2	18,3	6,25	0	t
		${}^aQ_x=Q_{p_x}\left[\frac{1}{2}+\mu_1+\mu_2'\right]$	=	23,3	14,88	7,93	2,85	0	t
	Innenträger	$\frac{1}{2}-\mu_1=0{,}5-\frac{o+\frac{e-i}{2}}{b}$	=	0,6285	0,6285	0,6285	0,6285	0,6285	
		$-\mu_2'=-\frac{z}{3bl}(l-4x)=+0{,}00371\,(l-4x)$	=	0,02226	0	−0,02226	−0,0445	−0,0668	
		$\frac{1}{2}-\mu_1-\mu_2'$	=	0,65076	0,6285	0,60624	0,5840	0,5617	
		$Q_x=Q_{p_x}\left[\frac{1}{2}-\mu_1-\mu_2'\right]$	=	39,05	22,70	11,1	3,65	0	t

Mit den Angaben nach Abb. 17 hat diese Gerade in der Mitte des Schleppträgers den Abstand

$$o_1=\left(\frac{2}{3}\cdot f_0-\frac{1}{2}\cdot f_1\right)+\frac{0{,}401}{2}=0{,}1507-0{,}013+0{,}2005=0{,}338\text{ m}$$

von der Brückenachse; für ihren Drehungswinkel β gegen diese ist $\operatorname{tg}\beta=-\frac{0{,}401}{6{,}00}=-0{,}0668$.

Für die Untersuchung der Fliehkraftmomente und Querkräfte gelten also die allgemeinen Formeln mit μ_3 und $\mu_3'=0$; für den Gang der Rechnung ist zu beachten, daß wegen der Lage des Gleises in diesem Fall sowohl o wie z negativ werden.

$$\Delta M_x=M_{p_x}\left[\frac{1}{2}\pm\mu_1\pm\mu_2\right]\qquad \Delta Q_x=Q_{p_x}\left[\frac{1}{2}\pm\mu_1'\pm\mu_2'\right].$$

Für $r=180$ m (größte Geschwindigkeit $v=45$ km/h) wird nach Tafel 1:

$$\operatorname{tg}\alpha=\frac{c}{p}=0{,}0886.$$

Die Schienenüberhöhung sei $u=0{,}125$ m; der Hauptträgerabstand $b=3{,}00$ m; Abstand des Schwerpunktes der Fahrzeuge vom nächsten Windverbande $n=2{,}70$ m.

Mit $m=2{,}0$ m wird:

$$i=\frac{2{,}0\cdot 0{,}125}{1{,}5}=0{,}167\text{ m}$$

$$e=2{,}7\cdot 0{,}0886-0{,}167=\ \ 0{,}072\text{ m}$$

$$o\qquad\qquad\qquad\quad=-0{,}338\text{ m}$$

$$z=-\frac{0{,}401}{2}\qquad\quad=-0{,}2005\text{ m}.$$

Das im vorstehenden entwickelte Verfahren läßt sich auch mit Vorteil bei schiefen Brücken anwenden. Bei einer Gleislage nach Abb. 18a vernachlässigt man zweckmäßig den Einfluß einer etwaigen Verkürzung der letzten Querträger und berechnet den Innenträger CD wie den einer geraden Brücke für die Gleislage HIK (Abbild. 18b) und ebenso den Außenträger AB für die Gleislage LMN (Abb. 18c). Dabei sind die der Berechnung zugrundezulegenden geraden Brücken nach den in Abb. 18b u. 18c gestrichelten Lagen angenommen. Die Gleisverdrehungen sind für beide Hauptträger verschieden.

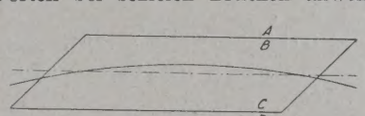


Abb. 18a.

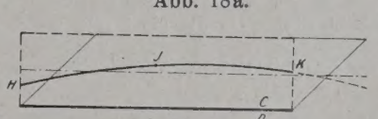


Abb. 18b.

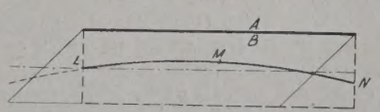


Abb. 18c.

4. Zusammenfassung.

Es sind für Eisenbahnbrücken in Krümmungen Formeln entwickelt, aus denen für jeden beliebigen Querschnitt x berechnet werden können: sowohl die infolge der Fliehkraft vom wagerechten Windverbande als auch die von beiden Hauptträgern aufzunehmenden Biegungsmomente und Querkräfte, herrührend von der Verkehrslast und der Fliehkraft. Die Werte ergeben sich in einfachster Weise mit Hilfe der aus den „Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrund-

lagen für eiserne Eisenbahnbrücken“ zu entnehmenden Momente M_{p_x} und Querkräfte Q_{p_x} für die Verkehrslast. Hierbei ist zunächst allgemein angenommen, daß die Tangente des Gleisbogens mit einer im beliebigen Abstand a von der Brückenachse gleichlaufenden Geraden den $\sphericalangle \beta$ einschließt. Die Entwicklung geschieht in der Weise, daß nacheinander der Einfluß der Parallelverschiebung, der Verdrehung gegen die Richtung der Brückenachse und der Gleiskrümmung ermittelt und das Endergebnis als Summe aller Einzelwirkungen dargestellt wird. Im Anschluß werden Formeln entwickelt für die bei Trogbrücken häufig angewandte Anordnung $o = \frac{f}{3}$, als auch für den bei Brücken mit obenliegender Fahrbahn zweckmäßig anzuwendenden Sonderfall möglichst gleichmäßiger Beanspruchung beider Hauptträger.

5. Anhang.

Im allgemeinen ist bei Brücken in Krümmungen der Außenträger für die volle, der Innenträger für die halbe Fliehkraft zu berechnen, und zwar mit der vollen Stoßzahl φ. Es ist dies jedoch nicht immer die ungünstigste Laststellung. Hierzu werden als Beispiel die gleichzeitig als Gurte des oberen Windverbandes dienenden Obergurte einer Fachwerkdeckbrücke untersucht.

a) Ohne Berücksichtigung eines außermittigen Kraftangriffs.

Obergurt des äußeren Hauptträgers. Dieser Gurt bildet für die Fliehkräfte den Zuggurt des oberen Windverbandes (vergl. Abb. 1). Vermindert sich die Geschwindigkeit von ihrem Höchstwert auf den 0,71fachen Betrag, so verschiebt sich der Kreisbogen OEP parallel zu sich um $\frac{e+i}{2}$ (Abb. 1b u. 2). Der Druck im Stabe ${}^aO_x$ als Gurt des Hauptträgers nimmt also ab um

$$|\Delta\, {}^aO_x = \varphi \cdot \frac{\Delta^a M_x}{h} = \varphi \cdot \frac{M_{p_x}}{h} \cdot \frac{e+i}{2b},$$

worin h die geometrische Trägerhöhe bedeutet. Gleichzeitig vermindert sich der Zug, d. h. vermehrt sich der Druck im Stabe ${}^aO_x$ als Gurt des Windverbandes um

$$\bar{\Delta}\, {}^aO_x = \varphi \cdot \frac{M_{p_x} \cdot \frac{\operatorname{tg}\alpha}{2}}{b} = \varphi \cdot \frac{M_{p_x}}{b} \cdot \frac{e+i}{2n} \quad \text{(Abb. 1a u. 1b).}$$

Die Gesamtzunahme des Druckes ist

$$\varphi \cdot \frac{M_{p_x}}{b} \cdot \frac{e+i}{2n} - \varphi \cdot \frac{M_{p_x}}{h} \cdot \frac{e+i}{2b}.$$

Dieser Wert ist positiv, wenn

$$\frac{1}{n} > \frac{1}{h}$$

$$h > n.$$

Ist also diese Bedingung erfüllt, so ist für den Obergurt des äußeren Hauptträgers die halbe Fliehkraft ungünstiger als die volle.

Obergurt des inneren Hauptträgers. Dieser Gurt bildet für die Fliehkräfte den Druckgurt des oberen Windverbandes. Erhöht sich die Geschwindigkeit vom 0,71fachen auf den vollen Wert, so nimmt der Druck im Stabe ${}^iO_x$ als Gurt des Hauptträgers ab um

$$|\Delta\, {}^iO_x = \varphi \cdot \frac{M_{p_x}}{h} \cdot \frac{e+i}{2b}.$$

Gleichzeitig erhöht sich der Druck im Stabe ${}^iO_x$ als Gurt des Windverbandes um

$$\bar{\Delta}\, {}^iO_x = \varphi \cdot \frac{M_{p_x}}{b} \cdot \frac{e+i}{2n}.$$

Wie vor ergibt sich als Bedingung

$$h > n.$$

Ist also bei Fachwerkdeckbrücken, deren Obergurte gleichzeitig Gurte des Windverbandes sind, $h > n$, so erzeugt im Obergurt des Außenträgers halbe, im Obergurt des Innenträgers volle Fliehkraft die größere Normalkraft. Für den Untergurt und die Füllungsglieder der Hauptträger einer solchen Fachwerkdeckbrücke bleiben die üblichen Geschwindigkeitsannahmen bestehen.

b) Mit Berücksichtigung eines außermittigen Kraftangriffs.

Muß auch auf die Momente Rücksicht genommen werden, die im Obergurt durch die außermittige Lage des Windverbandes entstehen, so tritt die Umkehrung der maßgebenden Geschwindigkeit schon bei weit niedrigeren Trägern ein, als obige Bedingung angibt.

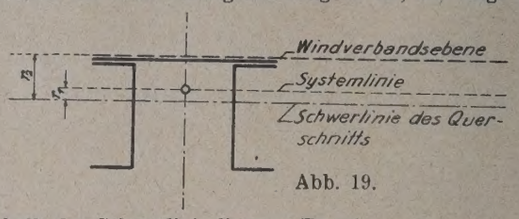


Abb. 19.

Für den in Abb. 19 dargestellten Obergurtquerschnitt werden r_1 und r_2 positiv gezählt, wenn sie oberhalb, negativ, wenn sie unterhalb der Schwerlinie liegen. Es sei

$$k_u = \frac{\omega\, W_{n_o}}{F}; \quad k_o = -\frac{\omega\, W_{n_u}}{F}.$$

Wird eine Randspannung aus $\bar{\Delta}\, O_x$ größer als die aus $|\Delta\, O_x$, so tritt wie vor eine Umkehrung der Geschwindigkeitsannahmen ein.

Für die obere Randfaser ergibt sich

$$|\Delta\, \sigma_o = \frac{\omega \cdot |\Delta\, O_x}{F} + \frac{r_1 \cdot |\Delta\, O_x}{W_{n_o}} = \frac{\left(\frac{\omega\, W_{n_o}}{F} + r_1\right) \cdot |\Delta\, O_x}{W_{n_o}}.$$

Ebenso wird:

$$\bar{\Delta}\, \sigma_o = \frac{\left(\frac{\omega\, W_{n_o}}{F} + r_2\right) \cdot \bar{\Delta}\, O_x}{W_{n_o}}.$$

Die Bedingung für die Umkehrung ist dann:

$$\frac{\bar{\Delta}\, \sigma_o}{|\Delta\, \sigma_o} > 1$$

$$\frac{(k_u + r_2) \cdot \bar{\Delta}\, O_x}{(k_u + r_1) \cdot |\Delta\, O_x} > 1.$$

$$\frac{k_u + r_2}{k_u + r_1} > \frac{|\Delta\, O_x}{\bar{\Delta}\, O_x} = \frac{\varphi \cdot \frac{M_{p_x}}{h} \cdot \frac{e+i}{2b}}{\varphi \cdot \frac{M_{p_x}}{b} \cdot \frac{e+i}{2n}}.$$

Setzt man den Ausdruck $\frac{k_u + r_2}{k_u + r_1} = \psi_o$,

so lautet die Bedingung für die Umkehrung

$$\psi_o\, h > n.$$

Ebenso ergibt sich für die untere Randfaser

$$|\Delta\, \sigma_u = \frac{\omega \cdot |\Delta\, O_x}{F} - \frac{r_1 \cdot |\Delta\, O_x}{W_{n_u}} = -\frac{\left(-\frac{\omega\, W_{n_u}}{F} + r_1\right) \cdot |\Delta\, O_x}{W_{n_u}}$$

Ebenso wird:

$$\bar{\Delta}\, \sigma_u = -\frac{\left(-\frac{\omega\, W_{n_u}}{F} + r_2\right) \cdot \bar{\Delta}\, O_x}{W_{n_u}}.$$

Die Bedingung für die Umkehrung ist dann:

$$\frac{\bar{\Delta}\, \sigma_u}{|\Delta\, \sigma_u} > 1$$

$$\frac{-(k_o + r_2) \cdot \bar{\Delta}\, O_x}{-(k_o + r_1) \cdot |\Delta\, O_x} > 1.$$

$$\frac{k_o + r_2}{k_o + r_1} > \frac{|\Delta\, O_x}{\bar{\Delta}\, O_x}$$

Setzt man den Ausdruck

$$\frac{k_o + r_2}{k_o + r_1} = \psi_u,$$

so lautet die Bedingung für die Umkehrung

$$\psi_u\, h > n.$$

Ist also für einen Obergurtstab

$\psi_o\, h > n$, so ist für die obere Randfaser,

und ist

$\psi_u\, h > n$, so ist für die untere Randfaser

die Umkehrung der Geschwindigkeitsannahmen erforderlich, d. h. für den Nachweis der größten Spannung dieser Randfaser wird für den Außenträger halbe Fliehkraft und für den Innenträger volle Fliehkraft maßgebend.

INHALT: Die Regulierung der korrigierten Oberrheinstrecke Sondernheim (Speyer) — Straßburg und die dabei angewandten Bauweisen. — Anlagen der Heizung, Lüftung und Be- und Entwässerung am Bahnhof Friedrichstraße, Berlin. — Die Entlüftung des Königsstuhltunnels in Heidelberg. — Der Bau des Geertunnels im Maastale bei Visé. — Einfluß der Fliehkräfte auf Eisenbahnbrücken.

Schriftleitung: A. Laskus Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 20. März 1925 Heft 13

Bücherschau.

Hütte des Bauingenieurs. 24. Auflage. Herausgegeben vom Akademischen Verein Hütte, E. V., XVI u. 1340 S. mit 377 Abb. Berlin 1924. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. In Leinen geb. 13,20 R.-M.

Die „Hütte des Bauingenieurs", die als Sonderausgabe des III. Bandes der „Hütte, des Ingenieurs Taschenbuch" erscheint, behandelt in 17 Abschnitten kurz, aber erschöpfend in der Eigenart eines Taschenbuches das Sondergebiet des Bauingenieurs. Die 17 Abschnitte enthalten die Vermessungskunde, die Statik der Baukonstruktionen, den Grundbau, den Eisenbetonbau, den Ingenieurhochbau, die Lüftung und Heizung, die Fabrikanlagen, die Baumaschinen, den Wasserbau, die Wasserkraftanlagen, die Talsperren, den Straßenbau, den Städtebau, die Wasserversorgung, die Städteentwässerung, das Eisenbahnwesen und den Brückenbau. In allen Abschnitten ist dem neuesten Stande der Praxis, der Wissenschaft und der Versuchsforschung Rechnung getragen. Bei dem Weltruf, den die „Hütte" genießt, braucht kaum darauf hingewiesen zu werden, daß die „Hütte des Bauingenieurs" ein unentbehrliches Rüstzeug jedes Bauingenieurs ist und daher auf dem Arbeitstisch keines Bauingenieurs fehlen darf.

Dr.-Ing. ehr. Schaper.

„Die Wasserkräfte Bayerns". Sonderheft der „Bayerischen Industrie- und Handelszeitung", 55. Jahrg., Nr. 24. München. Verlag von F. C. Mayer G. m. b. H. Preis des Heftes 3 R.-M.

Wert und Bedeutung der genannten Zeitschrift, die in den 55 Jahren ihres Bestehens sich zu einem führenden Organ der bayerischen Wirtschaft entwickelt hat, sind bekannt. Das vorliegende Sonderheft stellt eine Veröffentlichung dar, die über Bayerns Grenzen hinaus, selbst im Auslande großes Interesse erregen dürfte. Sie gewährt einen Einblick in die hochentwickelte Technik, die heute bei der Ausnutzung der Wasserkräfte angewandt wird. Der Volkswirtschaftler findet darin ein umfangreiches Material, um die staats- und privatwirtschaftlichen Werte dieser Energieanlagen richtig zu bemessen.

Die Vielseitigkeit des bearbeiteten Stoffes ergibt sich aus folgender Inhaltsangabe. Der Münchener Handelskammer-Syndikus Dr. Simon behandelt „Die Bedeutung der Wasserkräfte für Bayerns Industrie und Handel". Dipl.-Ing. Fritz Kammerer vom Bayerischen Revisionsverein, der seit kurzem alle einschlägigen Fragen der Wasserkraftanlagen bearbeitet, gibt lehrreiche Anregungen in dem Aufsatz „Wirtschaftlicher Ausbau von Wasserkräften". Franz S. Heigel behandelt „Bayerns Energiemenge in seinen Wasserkräften und die Industrie", A. Schönberg „Die Wasserkraft im Zusammenhang mit Wärmekraft". Der bekannte Wasserbauingenieur Hallinger schildert die Bedeutung der Mittel- und Klein-Wasserkraftanlagen für die Landes- und Elektrizitätsversorgung, zu der Ministerialrat Holler einen ergänzenden Beitrag über die bayerischen Wasserkräfte im Dienste der allgemeinen Elektrizitätsversorgung des rechtsrheinischen Bayerns mit wertvollen Tabellen gibt. Dipl.-Ing. A. Menge, Direktor der Bayernwerke A.-G. und Walchenseewerk A.-G., führt uns in die Anlagen dieser Betriebe sowohl als auch in die des vor kurzem eröffneten Umspannwerkes München ein. Von Ministerialrat Krieger finden wir eine beachtenswerte Studie über das Kraftwerk Mittlere Isar. Stadtbaurat Oberbaurat Zell beschreibt die Wasserkraftwerke der Städtischen Elektrizitätswerke München, Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. Schmick „Die Iller und ihre Wasserkräfte". Die Kachletstufe der Großwasserkräfte der Rhein-Main-Donau-Wasserstraße hat sich Oberregierungsrat Hesselberger zum Gegenstande seiner Betrachtungen genommen. Die Wasserkräfte des Mains von Kulmbach bis Lichtenfels werden von Dipl.-Ing. Walthelm und Oberregierungsrat Baumann behandelt. Das Innwerk ist von Ministerialrat Sterner in großen Zügen beschrieben. Auch die Kraftanlagen der Lech-Elektrizitätswerke sind kurz behandelt. Der interessante Inhalt wird durch Beigabe guter Bilder, die größtenteils noch nicht veröffentlicht waren, vorteilhaft ergänzt. Somit dürfte das gediegen ausgestattete Sonderheft „Bayerns Wasserkräfte" jedem Leser, der sich für die neuzeitlichen Energiequellen interessiert, Anregung und Nutzen bringen. L.

Versuche mit Plattenbalken zur Ermittlung der Einflüsse von wiederholter Belastung, Witterung und Rauchgasen, und zwar auf lange Dauer und bei häufiger Wiederholung. II. Teil. Von Regierungsbaurat Dipl.-Ing. Amos. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 54, 97 S. mit 113 Abb. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 9 R.-M.

Der Bericht enthält die in den Jahren 1914 bis 1920 durchgeführte teilweise Wiederholung und Fortsetzung des in Heft 53 der Veröffentlichungen des D. A. E. beschriebenen ersten Teiles der Versuche[1]). Die dort gewonnenen Erfahrungen fanden für die weitere Ausgestaltung des Versuchsplanes Berücksichtigung. Die Probekörper wurden nunmehr aus weichem Beton (Wasserzusatz 13% des Trockengewichtes) im Mischungsverhältnis 1:4 hergestellt. Ihre Abmessungen entsprachen den Plattenbalken b des ersten Teiles. Die Betonüberdeckung der Eiseneinlagen beträgt dabei 16, für Bügel 9 mm. Zum Vergleich wurde ein äußerlich gleicher Querschnitt b_1 mit 27 bezw. 20 mm Eisenüberdeckung verwendet. Die Prüfung der Eigenschaften des Betons geschah wieder an Würfeln und unbewehrten Balken.

Sämtliche Plattenbalken wurden im Alter von 45 Tagen einer einmaligen Belastung bis zur rechnerischen Nutzlast bei $\sigma_e = 1000\,kg/cm^2$ unterzogen. Die Weiterbehandlung der Versuchskörper fand in geschlossenem Raume in sechs Versuchsreihen statt. Die Balken der ersten Reihe wurden unbelastet gelagert und dem wechselnden Einfluß von Luft und Wasser unterworfen. Bei der zweiten Reihe trat eine bis 160 000malige in $2^1/_2$ Min. wiederkehrende Belastung durch eine in der Mitte angreifende Einzellast hinzu. Die Versuchskörper der dritten bis sechsten Reihe wurden 20mal in der Minute einer wiederholten rechnungsmäßigen Belastung (bis 7,4 Mill. mal) sowie der Einwirkung von Luft, Wasser und schwefelhaltigem Rauch ausgesetzt. Schließlich wurden sämtliche Plattenbalken bis zum Bruch belastet.

Hierbei ergab sich, daß die Tragfähigkeit der Plattenbalken, die selbst den schärfsten Belastungen und Einflüssen unterworfen worden waren, nicht geringer war als die der unbelastet gebliebenen Probekörper. Für eine Ermüdung der Baustoffe durch die Dauerversuche sind demnach keine Anzeichen vorhanden. Auch die Entwicklung der Rissebildungen zeigte im allgemeinen einen gleichartigen Verlauf. Während bei der ersten Belastung Risse meist nur im mittleren Drittel auftraten, verteilten sie sich im Laufe der Versuche auf die ganze Länge der Balken und blieben nicht immer auf den Steg beschränkt. Auch Schwindrisse, durch trockene Lagerung der Probekörper begünstigt, wurden festgestellt.

Im allgemeinen ließ sich aber nach etwa drei Jahren ein Beharrungszustand erkennen, da von diesem Zeitpunkt ab kaum eine Vermehrung der Risse eintrat. Mittels eines besonderen Färbungsverfahrens konnte die Rißtiefe jeweils festgelegt und so ihre Entwicklung nach Abschluß der Belastungsversuche genau verfolgt werden. Die meisten Risse reichten nur bis an die Eiseneinlagen und zeigten eine mittlere Breite von etwa 0,03 mm.

Da selbst an den Rißstellen nur zuweilen eine Zerstörung der Schutzhaut, die ein dichter Beton auf den Eiseneinlagen bildet, stattfand, so wurde auch die Rostentwicklung selten erheblich. Gerade hierin zeigt sich besonders der Vorteil der Verwendung weichen Betons gegenüber erdfeuchtem Mischgut, aus dem die Balken des ersten Teiles der Versuche hergestellt waren. Während bei den nur trocken behandelten Probekörpern Rostbildung nicht eintrat, erwies sich bei solchen Balken, die dem wechselnden Einfluß von Luft und Wasser ausgesetzt waren, allein die stärkere Betonüberdeckung von 20 bezw. 27 mm als genügend. Bei ungünstigster Einwirkung von Belastung, Wasser und Rauch jedoch konnte auch dadurch, und zwar besonders an den Rißstellen, Rostansatz nicht verhindert werden.

Diese Ergebnisse sind unter derartig ungünstigen Versuchsbedingungen gewonnen, wie sie bei Bauteilen wohl niemals eintreten können. Mit um so größerer Sicherheit lassen sich daher die unter gewöhnlichen Verhältnissen zu erwartenden Einwirkungen beurteilen. Die dankenswerte Veröffentlichung, mit zahlreichen Abbildungen und Zahlentafeln ausgestattet, bildet einen wertvollen Beitrag zur Klärung einer Reihe von Fragen, die die Gestaltung und Bewährung der Eisenbetontragwerke betreffen. Allen Fachgenossen sei das Heft deshalb bestens empfohlen. Dipl.-Ing. Roll.

Lehrbuch der Technischen Physik. Von Prof. Dr. Dr.-Ing. Hans Lorenz: Technische Mechanik starrer Gebilde, 2. Aufl., I. Teil: Mechanik ebener Gebilde. Berlin 1924. Verlag von Julius Springer. Preis 18 R.-M.

Das vorliegende Buch ist eine vollständige Neubearbeitung der „Technischen Mechanik starrer Systeme" des Verfassers. Die Teilung des Stoffes in die Mechanik ebener und räumlicher Gebilde entsprang

[1]) „Die Bautechnik" 1924, Heft 54, S. 657.

den langjährigen Lehrerfahrungen des Verfassers, denen sich wohl auch die meisten Lehrer der Technischen Mechanik durchaus anschließen werden, dahingehend, daß die Erscheinungen in der Ebene viel anschaulicher und daher leichter zu erfassen sind, als die im Raume, und daß die meisten praktisch wichtigen Probleme der Mechanik der ebenen Gebilde angehören. Das Bestreben, vom Leichteren zum Schwereren fortzuschreiten, wird zweifellos von jedermann als erste Richtschnur für ein Mechaniklehrbuch anerkannt werden. Ein abschließendes Urteil, ob die grundsätzliche Trennung der ebenen und der räumlichen Probleme völlig befriedigt, kann erst nach Erscheinen des zweiten Teiles gefällt werden, den der Verfasser in baldige Aussicht stellt. Gewisse Bedenken lassen sich vorerst nicht ganz unterdrücken: Gerade die Grundsätze sind doch für ebene und räumliche Gebilde gleichlautend; wird also nicht eine unnötige Wiederholung im zweiten Teil stattfinden müssen, und wird sich dabei nicht dem Leser, wenn als neues Hilfsmittel für die räumlichen Probleme die Vektorrechnung herangezogen wird, ein scheinbarer Unterschied zwischen den ebenen und räumlichen Gebilden einprägen? Nicht selten ist auch der allgemeine Fall tatsächlich leichter zu erfassen als ein Sonderfall. Was in dem vorliegenden Bande auf 390 Seiten geboten wird, ist bereits derartig vielseitig und gründlich, daß man versucht ist zu fragen, was dann noch im zweiten Teil zu tun übrigbleibt.

Der Verfasser beginnt mit der Kinematik der ebenen Gebilde, behandelt dann die Dynamik des Massenpunktes und erst im dritten Teil die Statik ebener Gebilde, der im vierten Teil die Dynamik starrer Gebilde folgt. Diese Einteilung entspricht wohl aber mehr einem wissenschaftlich methodischen Aufbau, als dem pädagogischen Grundsatze des Fortschreitens vom Leichteren zum Schwereren; nach diesem beginnt man wohl zweckmäßig mit der Statik.

Im ersten Buch wird die Kinematik der ebenen Gebilde nicht nur in klarer und erschöpfender Weise behandelt, sondern vor allem bei der Besprechung von zahlreichen Beispielen den Bedürfnissen der heutigen Technik überall Rechnung getragen. Mehr als die Hälfte des Raumes ist erfreulicherweise den Schwingungen und der Relativbewegung gewidmet. Das zweite Buch umfaßt die Grundlagen der Dynamik des Massenpunktes, die allgemeine Schwere, die Widerstandskräfte und die Dynamik der ebenen Schwingungen, der freien Schwingung mit Reibung, mit Dämpfung, desgleichen mit dem Geschwindigkeitsquadrate proportionalem Widerstand, erzwungene Schwingungen ohne und mit Dämpfung. Im dritten Buch wird zuerst die analytische Statik besprochen, dann die graphische Statik (wäre die umgekehrte Reihenfolge nicht natürlicher, da ja die Grundlage der Statik, das Kräftevieleck rein geometrischer Natur ist?) und zuletzt das Reibungsgleichgewicht. Das vierte Buch endlich bringt als Grundlage der Dynamik starrer ebener Gebilde den Satz von d'Alembert, und die Arbeitsgleichung starrer Scheiben einschl. Wuchtsatz; die Behandlung von Körpern mit veränderlicher Masse gibt Gelegenheit, auf originelle Weise sich in die Lagrangeschen Bewegungsgleichungen zweiter Art einzufühlen. Darauf folgt die Besprechung der Schwungmomente (= Trägheitsmomente) und Schleudermomente (= Zentrifugalmomente). In dem Kapitel XIII über reibungsfreie Bewegung starrer Scheiben behandelt der Verfasser die allgemeine Theorie der Scheibenbewegung, kritische Drehwerte umlaufender Wellen, Scheibenpendel, Doppelpendel, Theorie der Hebelwagen, den federnd gelagerten Stab, den zwangläufig bewegten Stab, Kräftespiel in Kurbelgetrieben, Rollpendel. Kapitel XIV, Scheibenbewegung mit Widerständen, bringt Untersuchungen über Scheiben auf fester Führungsbahn, über Bewegung zweier sich berührender Scheiben, Rollwiderstand, Bewegung der Fuhrwerke. Nach einem Kapitel über den Stoß fester Scheiben folgt als Abschluß ein Kapitel über Seilbewegung, das in allgemeinster Form die Analysis der Seilbewegungen behandelt bis zu Schwingungen gespannter Seile. Man erkennt, welchen reichen Stoff der Verfasser bietet, und es wäre zu wünschen, daß sich recht viele Ingenieure diesen wertvollen Inhalt aneignen. Der Verfasser macht einen höchst erfreulichen Vorstoß, statt schwerfälliger, z. T. trotzdem nicht immer kennzeichnender Worte gute einfache deutsche Worte zu setzen. Ob er es erleben wird, daß sie sich einbürgern? Ich befürchte, nicht. Um ein Bild von den vorgeschlagenen neuen Namen zu geben, an die man sich natürlich beim Studieren des Buches gewöhnen muß, gebe ich im folgenden eine Auswahl wieder. Lorenz schlägt vor zu sagen:

statt Geschwindigkeit: Lauf
„ Beschleunigung: Anlauf
„ Verzögerung: Ablauf
„ Winkelgeschwindigkeit: Drehwert
„ Radiusvektor: Strahl
„ Trägheitsmoment: Schwungmoment
„ Zentrifugalmoment: Schleudermoment
„ Impuls: Prall
„ Impulsmoment: Drall
„ potentielle Energie: Drang
„ Gesamtenergie: Macht.

Ich möchte hier keine Gegenvorschläge machen, aber doch dafür eintreten, die aufgerollte Frage nicht versanden zu lassen, wenigstens das so häufig in den verschiedensten Kombinationen auftretende Wort „Geschwindigkeit" durch ein kürzeres zu ersetzen. Wie wäre es mit „Schnelle", demgemäß Winkelschnelle oder Drehschnelle?

Die Ausstattung des Buches ist ausgezeichnet, die Abbildungen verdienen die Kennzeichnung als vorzüglich.

Möge dem neuesten Werke des hervorragenden Forschers und Lehrers eine weite Verbreitung beschieden sein. M. Tolle.

Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. 5. u. 6. Band. 1922 u. 1923. VI. u. 353 S. Hamburg 1924. Verlag der Hafenbautechnischen Gesellschaft, e. V. Preis 25 R.-M.

Finanzielle Schwierigkeiten waren die Ursache dafür, daß die beiden Tagungen der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Stettin 1922 und in Regensburg 1923 mit den beiden Jahrbüchern für 1922 und 1923 in einem stattlichen Bande zusammengefaßt worden sind. Außer den Berichten über die auf der 4. und 5. Hauptversammlung erörterten geschäftlichen Angelegenheiten sowie über die dort gehaltenen sechs Vorträge und die Besichtigungen in und bei Stettin enthält das Jahrbuch auch vier wertvolle selbständige fachliterarische Beiträge.

Regierungsbaurat Dr.-Ing. K. Günther hat eine gute, mit 14 Abbildungen geschmückte Arbeit über „Die maschinelle Ausrüstung des Neuen Hafens Aschaffenburg" geliefert.

Eine interessante Studie über „Selbsttätige Leuchtfeuer" (mit 22 Abb.) bringt E. Klebert, Berlin. In eingehender Weise erörtert Magistratsoberbaurat Dr.-Ing. Bernhard Henrici, Charlottenburg, den „Einfluß der Bau-, Betriebs- und Personalkosten sparsam hergestellter kleinerer Binnenhäfen auf die Jahreskosten und Tarife". Endlich findet sich von Dr.-Ing. Adolf Schlötzer, München, ein kleiner, aber inhaltreicher Aufsatz über „Die Photogrammetrie und ihre optisch-mechanischen Hilfsmittel in Anwendung insbesondere auf den Wasserbau" (16 Abb.).

Der vortrefflich und vornehm ausgestattete Band hat eine besondere Zierde erhalten durch ein gutes Bildnis des am 30. April 1922 verstorbenen Hafenbaudirektors Geh. Baurats Prof. Aug. Hirsch, Aachen, der Mitglied der Gesellschaft war. Wir können jedem Fachgenossen das Studium des vorliegenden 5. und 6. Jahrbuches, das sich seinen Vorgängern würdig anreiht, nur warm ans Herz legen. Ls.

Großgasversorgung. Technik und Wirtschaft der Fernleitung der Gase unter hohem Druck als Grundlage für eine Großgasverwertung der Kohlenenergie mit zentraler Gaserzeugung in den Steinkohlen- und Braunkohlenrevieren. Von Richard F. Starke, Essen. Monographien zur Feuerungstechnik, Heft 6. Leipzig 1924. Verlag von Otto Spamer. 274 Seiten. Preis geb. 11,50 R.-M.

Seinem Werk über Gaswirtschaft hat Richard F. Starke in der vorliegenden Schrift eingehende Untersuchungen über die Technik und die Wirtschaftlichkeit der Großgasfernversorgung folgen lassen. Unter besonderer Berücksichtigung der Verwendung von Mischgas (Koksofengas mit Wassergas und Schwelgas) behandelt er kurz die technischen Grundlagen der Fernleitungen, um dann eingehend die wirtschaftliche Seite vorzuführen. Für die Berechnung der Gasförderung in Rohrleitungen werden die amerikanischen Hochdruckformeln, die bei den umfangreichen Erdgasleitungen dort Verwendung gefunden haben, sowie die dafür erforderlichen Koeffizienten wiedergegeben. Förderbeispiele für verschiedene Entfernungen zwischen 10 und 300 km und für Fördermengen zwischen 1000 und 200 000 m³ ermitteln die günstigsten Drücke für die jeweiligen Verhältnisse. Die technischen Angaben werden durch Abschnitte über Gaskompression, Bau und Betrieb der Fernleitungen und über Leitungsverluste, wobei jeweils nicht nur die technische, sondern auch die wirtschaftliche Seite dargestellt wird, ergänzt.

Im zweiten Teil, der die Wirtschaft der Gasfernleitungen umfaßt, findet eine Zusammenstellung der Gasförderkosten bei verschiedener Belastung der Leitung Aufnahme. In einem besonderen Abschnitt werden die Versendungskosten der Energie für Gas und Strom und für Strom, Kohle und Gas einander gegenübergestellt. Der Verfasser kommt dabei zu dem Schlußergebnis, daß die Möglichkeit bestehe, durch Versorgungsnetze mit 300 km Halbmesser ganz Deutschland von zentralen Stellen aus mit Ferngas zu versorgen, wobei die Braunkohlenreviere ebenso wie die Steinkohlengebiete als Zentralstellen in Betracht kommen. Er folgert große Kohlen- und Frachtersparnis und glaubt eine weitgehende Überlegenheit der Gasfernleitung gegenüber der Überlandstromversorgung über 50 km Entfernung hinaus nachweisen zu können.

Das Werk stellt eine inhaltreiche Studie dar, die für die Lösung des Energiewirtschaftsproblems von großer Bedeutung sein kann. Bei einer neuen Auflage wäre noch zu wünschen, daß der Verfasser die schon vorhandenen Gasfernleitungsnetze Deutschlands kurz behandelte. Dr.-Ing. Sinner.

Die Arbeitsfestigkeit der Eisenbetonbalken. Von Ingenieur Wilhelm Thiel. Berlin 1924. Verlag von Julius Springer. 53 S. mit 4 Abb. Preis geh. 2,25 R.-M.

Auf Grund langjähriger Entwurfstätigkeit auf dem Gebiete des Brückenbaues hat der Verfasser als Beitrag zur Theorie der Eisenbetonbalken eine umfangreiche Handschrift zusammengestellt, die in dem vorliegenden Büchlein stark gekürzt der Öffentlichkeit übergeben worden ist. Da über die Einwirkung oft wiederholter Belastungen und die Arbeitsfestigkeit der Eisenbetontragwerke bisher nur verhältnismäßig weniges bekannt geworden ist, versucht der Verfasser, unter kritischer Würdigung vorhandener Erfahrungen und Versuchsergebnisse, der theoretischen Lösung dieser Fragen näher zu kommen.

Die Eisenbetonbalken werden als plastisch-feste Baukonstruktionen angesprochen. Nach einer Begriffsbestimmung hierzu wird die Hauptregel für die Arbeitsfähigkeit derartiger Tragwerke entwickelt. Auf dieser Grundlage untersucht Verfasser die jetzt übliche Theorie der Eisenbetonbalken und stellt eine Reihe von Mängeln an ihr fest: Die verschiedenen Theorien über die Beeinflussung der Dehnungsfähigkeit des Betons durch Eiseneinlagen werden gegenübergestellt und in ihren Auswirkungen miteinander verglichen. Um hierbei der Wirklichkeit möglichst nahe zu kommen, sollten Versuche nicht nur mit Bruchlasten, sondern auch mit Gebrauchslasten durchgeführt werden, wie auch in vielen Fällen die Arbeitssicherheit statt der Bruchsicherheit maßgebend ist. Nach eingehender Betrachtung der Haftfestigkeit und der Schubbewehrungen kommt Verfasser zu dem Schluß, daß die gebräuchliche Eisenbetontheorie nicht imstande ist, eine dauernde Arbeitssicherheit der Eisenbetonbalken mit wiederholten und veränderlichen Belastungen zu gewährleisten, teilweise sogar gegen die Ergebnisse der Stofforschung verstößt.

Gegen die Dehnungstheorie von C. Bach werden ferner Einwände erhoben und begründet, mit dem Ergebnis, daß dem bewehrten Beton eine zwar beschränkte, aber doch praktisch genügende Dehnungsfähigkeit zugesprochen wird. Wie groß diese ist, läßt sich vorläufig nur schätzen, solange nicht die für das ganze Gebiet so wichtigen Dauerversuche durchgeführt werden und eine klare Lösung bringen können. Hier anschließend entwickelt der Verfasser die Grundzüge einer Strukturhypothese, um die Vermutung von der gesteigerten Dehnungsfähigkeit des bewehrten Betons auch theoretisch zu stützen.

Für die Gurtungseisen der arbeitsfesten Eisenbetonbalken werden unter Beachtung der „verschärften Eisenbahnbestimmungen" zulässige Spannungen vorgeschlagen, wobei eine Unterscheidung zwischen Balkenstrecken mit gleichnamigen und solchen mit ungleichnamigen Momenten gefordert wird, da in letzteren die Spannungen wesentlich geringer sein sollen.

Der letzte Abschnitt behandelt die Schubtheorie vom arbeitsfesten Eisenbetonbalken. Es wird versucht, unter Annahme fachwerkartiger Verschiebungen des Betonstegs die Schubtheorie mit der Biegungstheorie zu vereinbaren, wobei jedoch noch einschränkende Bedingungen erforderlich sind. Die Stabspannungen in einem Balkenfach werden mit Hilfe einer Arbeitsgleichung ermittelt, für verschiedene Formänderungsphasen des Betons rechnungsmäßig verfolgt und mit den Versuchsergebnissen der Balken von Saliger verglichen und ausgewertet. Hiernach gibt der Verfasser einige bei Bemessung der Schubbewehrung zu beachtende Regeln, die vor allem für Schrägaufbiegungen in Frage kommen, um dann weiter die theoretische Wirkung und den Wert der Bügel zu besprechen. Unter Voraussetzung des Zusammenwirkens der Schub- und Biegungsspannungen wird eine Formel aufgestellt, die die zu einer hinreichenden Arbeitsfestigkeit erforderliche Eisenmenge bzw. die zulässigen Spannungen der Schrägenbewehrung ergibt.

Die vorliegende Schrift, auf deren reichen Inhalt hier nicht näher eingegangen werden kann, zeugt davon, wie gründlich sich der Verfasser dem Stoff gewidmet hat. Die in der Hauptsache kritisch gehaltene Abhandlung bietet, wenn man auch nicht in allen Punkten der Ansicht des Verfassers beizustimmen vermag, eine Fülle von Anregungen und bezeugt, daß unsere Eisenbetontheorie noch sehr entwicklungsfähig ist. Aus diesem Grunde kann das Studium des Büchleins dringend empfohlen werden. Dipl.-Ing. Roll.

Le Bonifiche Idrauliche. Norme tecniche ed elementi di studio. (Meliorationen, technische Richtlinien und theoretische Grundlagen) Von Vito Fornari. 331 S. mit 81 Abbild. Rom 1924. Verlag Chierchia e Maggiorotti.

Wer zu diesem Werk mit den Erwartungen greift, die wir an deutsche Hilfs- und Nachschlagewerke über landwirtschaftlichen Wasserbau zu stellen gewöhnt sind, wird enttäuscht sein. Er findet darin weite und wichtige Gebiete des kulturtechnischen Wasserbaues entweder überhaupt nicht, oder nur so kurz behandelt, daß die Darstellung weder zu einer Einführung in den betreffenden Stoff ausreicht, noch der großen Bedeutung wasserwirtschaftlicher Maßnahmen zum Nutzen der Landwirtschaft gerecht wird.

Wenn wir das Buch von Fornari trotzdem für diejenigen als nützlich bezeichnen, die mit dem Entwurf und der Ausführung von Meliorationen zu tun haben, so geschieht dies, weil es — allerdings unter einem zu weit gefaßten Titel — eine knappe Zusammenfassung der technischen Richtlinien und der in zahlreichen Zeitschriften-Aufsätzen zerstreuten und daher zum Teil vergrabenen theoretischen Grundlagen der Berechnung von Meliorationen gibt. Nach einer kurzen Darstellung von Niederschlag und Abfluß schildert der Verfasser das Verhalten der Wildbäche und Flüsse, namentlich soweit es für die bei Meliorationen bemerkenswerten Vorgänge von Wichtigkeit ist.

Nach der Darlegung der bei Wildbach-Verbauungen zu beachtenden Gesichtspunkte, sowie der Schilderung der Vorgänge im Flußbett bespricht er die Art und Wirkung von Bedeichungen auf die Wasserführung und das Flußtal und geht dann zu einer eingehenden wasserwirtschaftlichen Prüfung der Wirkungsweise von Speicheranlagen im Gebirge über, wie solche heute besonders zahlreich in Italien in den Dienst der Wasserkraftnutzung gestellt werden und auch als Hilfsmittel der Kulturtechnik angeraten wurden. Hier, wie auch an anderen Stellen des Buches, wird dargelegt, daß alle Bauten, die die Beherrschung des Wassers zum Ziele haben (Wildbach-Verbauungen, Regulierungen, Hochwasserschutzbauten, Ent- und Bewässerungen), Bestandteile eines einheitlichen Organismus sein müssen. Nach einer Schilderung der Ursachen der Versumpfung und deren notwendigen Beseitigungsmaßnahmen wird die Anlage und Berechnung von Meliorationskanälen auch unter Berücksichtigung der Hochwasserführung der Vorflutgewässer besprochen.

Ein weiterer Abschnitt enthält unter Anlehnung an das Verfahren von Turazza eine vom Verfasser stammende Berechnungsweise zur Vorausbestimmung der größten Wasserführung bei Entwässerung eines Einzugsgebietes, sowie die empirischen Verfahren von Bocci, Possenti u. a. Sodann folgen einige Angaben aus der praktischen Hydraulik der Wasserläufe und die ausführliche Entwicklung der Stauspiegelberechnung nach Cavagnari. Den verschiedenen Auflandungsverfahren und den dabei eintretenden Absetzungsvorgängen ist entsprechend ihrer Bedeutung für Italien ein längerer Abschnitt gewidmet. Den Schluß des Buches bilden Abschnitte über die Bodenentwässerung durch Schöpfwerke und durch Dränungen.

Wenn somit das Werk zunächst eine Lücke im italienischen Schrifttum, namentlich für den jüngeren Ingenieur, ausfüllen wird, so wird doch auch jeder deutsche Ingenieur, der es studiert, aus seinem Inhalt lernen, weil es der wissenschaftlich-technischen Durchführung von Meliorationen dienen will und weil es an ein altes, besonders für uns Wasserbau-Ingenieure so wichtiges Wort von Schelling (1800) erinnert: „Wer keine rechte Theorie hat, kann unmöglich eine rechte Erfahrung haben. Um recht zu sehen, muß man wissen, worauf zu sehen ist." Dr.-Ing. Marquardt.

Die Knickfestigkeit gekrümmter Stäbe mit elastischer Einspannung. Von H. Zimmermann. Sitzungsberichte der Preuß. Akademie der Wissenschaften. 1924. Stück XXVI. Verlag der Akademie der Wissenschaften. In Kommission bei Walter de Gruyter & Co. Preis 0,50 R.-M.

Im Stück XLV der Sitzungsberichte für 1921 hat H. Zimmermann gezeigt, wie man die Knickfestigkeit gerader Stäbe berechnen kann, deren Enden elastisch eingespannt sind.

Um gewisse, bei den Knickversuchen des Deutschen Eisenbauverbandes aufgetretene Erscheinungen zu klären, hat dann der Verfasser die Knickfestigkeit von Stäben mit nicht gerader Achse in Stück XXV der Sitzungsberichte für 1923 behandelt. Es gelang ihm, nicht nur die bei den Versuchen aufgetretenen Erscheinungen zu klären; sondern er hat dort den Beweis geführt, daß auch Stäbe mit nicht gerader Achse die von Euler und Lagrange nur für gerade Stäbe aufgestellten Knickbedingungen erfüllen können, sobald die Stabkraft S an Hebelarmen angreift, deren Lage und Größe von der Form der Stabachse abhängen. Damit ist mit dem seit 179 Jahren herrschenden Irrtum aufgeräumt, daß ein gekrümmter Stab die für gerade Stäbe geltende Knickgrenze nicht erreichen könne. Vorausgesetzt wurde nur, daß die Enden des Stabes frei drehbar gelagert seien.

In dem vorliegenden Stück XXVI der Sitzungsberichte für 1924 wird nun gezeigt, wie man die Knickfestigkeit eines Stabes ermitteln kann, der sowohl gekrümmt wie auch an den Enden elastisch eingespannt ist. Druckstäbe mit frei drehbaren Enden kommen im Bauwesen kaum vor. Die feste Verbindung der Stabenden mit benachbarten Stäben wirkt stets wie eine mehr oder minder elastische Einspannung. Ferner sind die Stäbe niemals ganz gerade. Die Untersuchung des Verhaltens gekrümmter und elastisch eingespannter Stäbe ist daher nicht nur eine Aufgabe der Theorie, sondern entspricht auch den Bedürfnissen der Anwendung. Der Weg hierfür ist durch die vorliegende Arbeit Zimmermanns freigemacht. E. Elwitz.

Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis. Von Dr.-Ing. Joachim Schultze. V u. 140 S. Berlin 1924. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 6, geb. 7 R.-M.

Das Verfahren der Grundwasserabsenkung hat seit der Jahrhundertwende eine immer weitere Verbreitung gefunden und ist heute eines unserer wichtigsten Hilfsmittel für Gründungsarbeiten, das namentlich bei großen Bauwerken andere Verfahren (Unterwasserschüttung, Gründung mit Preßluft, besonders unter Taucherglocke, Gefriergründung) stark in den Hintergrund gedrängt hat und für bestimmte Bauausführungen (Unterfangungen, Tiefkeller und Untergrundbahnen im Grundwasser, Unterfahrung von Flußläufen) erst die wirtschaftliche Möglichkeit gegeben oder eigene Bauweisen geschaffen hat. Es ist aus der Praxis herausgewachsen und besonders von einigen größeren Bauunternehmungen ausgebildet worden. Dadurch ist wohl zu erklären, daß nur wenig darüber veröffentlicht ist. Die wissenschaftlichen Grundlagen hat im Jahre 1910 Kyrieleis gegeben, seine Arbeit ist leider seit Jahren vergriffen. Das 1917 erschienene Werk von Bergwald erörtert die Berechnungsweisen nur kurz, eingehender schildert es die Ausbildung der Anlage. Eine Schrift von Enzweiler (1918) behandelt nur die Anwendung der Grundwassersenkung beim Bau von Unterwassertunneln.

Das Werk von Joachim Schultze füllt deshalb eine schon lange fühlbare Lücke aus. Es gibt in leicht faßlicher und übersichtlicher Darstellung knapp, aber erschöpfend den heutigen Stand der wissenschaftlichen Grundlagen und der bis jetzt gesammelten Erfahrungen. Es ist in seiner ganzen Anlage auf die Bedürfnisse der Praxis zugeschnitten, bietet insbesondere dem bauausführenden Ingenieur einen vorzüglichen Anhalt für die aufzustellenden Berechnungen und wird deshalb hoffentlich dazu beitragen, daß die eingehende Kenntnis dieses ausgezeichneten Gründungsverfahrens in immer weitere Kreise dringt, daß dadurch seine wissenschaftlichen Grundlagen vertieft, seine Handhabung weiter vervollkommnet wird und daß wirtschaftliche Mißerfolge, die auch noch in den letzten Jahren infolge mangelnder Erfahrungen und Kenntnisse nicht selten waren, künftig vermieden werden.

Die erste Hälfte des Buches bringt die Theorie. Dieser Abschnitt ist auf der grundlegenden Arbeit von Kyrieleis aufgebaut, gibt aber doch einige wesentliche Ergänzungen, so besonders den Nachweis, daß und wie die Ergiebigkeit und Reichweite der Brunnen von der Betriebsdauer und vom Regen abhängen, was Schultze schon in der „Bautechnik" 1923, Heft 43, dargelegt hat, und die Berechnung der Absenkung unter offenen Gewässern. Die Anwendung der Theorie wird in dem die Ausführung behandelnden zweiten Teile des Werkes in dem kurz und übersichtlich gefaßten Abschnitt „Berechnung" dargestellt und durch die am Schluß gegebenen fünf Beispiele erläutert. Die Vermehrung dieser Beispiele wäre erwünscht, denn für die Praxis sind durchgerechnete Beispiele ähnlicher Anlagen das bequemste und zuverlässigste Hilfsmittel. Je mehr derartige Vorbilder gegeben werden, um so vielseitiger ist die Möglichkeit der Anwendung.

Der Abschnitt, „Ausbildung der Anlage und ihrer Bestandteile", bringt viele wertvolle Einzelheiten, besonders neuere Erfahrungen über die Bewährung der Filterbrunnen in schädlichem Grundwasser, über Entlüftung der Leitungen und über die Staffelung der Brunnen (Staffelung „in sich selbst", Staffelschaltung, Heberschaltung). Schultze hat vieles hiervon schon in der „Bautechnik" 1923 veröffentlicht. Ausführlicher ist dann noch die Absenkung beim Bau der Unterführung der Berliner Untergrundbahn unter der Spree an der Inselbrücke behandelt und aus dem dabei eingetretenen Unfalle die Nutzanwendung für künftige Flußunterfahrungen gezogen.

Als Einzelheit darf erwähnt werden, daß in Abb. 5 auf Seite 13 die Ordinaten verwechselt sind. Dr.-Ing. Lohmeyer.

Das Tiefbohrwesen. Von Prof. A. Schwemann, Geh. Bergrat und Bergwerksdirektor a. D. Als 1. Kapitel aus dem II. Bande des vierten Teils „Die Baumaschinen", herausgegeben von H. Weihe in der 3. Auflage des Handbuches der Ing.-Wissenschaften. 136 S. Leipzig 1924. Verlag von W. Engelmann. Preis geh. 7 R.-M., geb. 10 R.-M.

Das Kapitel, vollkommen neu bearbeitet und von fast doppeltem Umfange gegenüber der 2. Auflage, in der es als 4. Kapitel „Vorrichtungen und Maschinen zur Herstellung von Tiefbohrlöchern" in der 2. Abteilung des IV. Bandes zu finden war, ist nun als Sonderdruck erschienen und behandelt zunächst in 11 Abschnitten auf 88 Seiten die verschiedenen Verfahren des Tiefbohrens und die dafür nötigen älteren und neuzeitlichen Geräte, wozu rd. 180, im allgemeinen gute Abbildungen willkommene Erläuterung geben. Erwünscht gewesen wären vergleichende Zusammenstellungen von Leistungen und Kosten an Hand von Beispielen ausgeführter Bohrungen.

Der nächste — nur kurz gefaßte — 12. Abschnitt über Bohrgerüste und Bohrtürme zeigt leider nicht so deutliche Abbildungen wie der gleiche in der 2. Auflage.

Es folgt dann im 13. Abschnitt eine im Gegensatz zur vorigen Auflage ausführliche Darstellung des Verrohrens der Bohrlöcher, die neuere Ausführungsformen berücksichtigt und auch statische Fragen streift, und schließlich werden als neu in den letzten Abschnitten unter anderem — in dankenswerter Weise — die Fragen „Beseitigungen von Störungen im Bohrbetriebe", „Gewinnung von Flüssigkeiten und Gasen aus Bohrlöchern" und „das Meßverfahren beim Tiefbohren" besprochen.

Ein Verzeichnis des Schrifttums, nicht so reichhaltig wie in der vorigen Auflage, dafür aber hauptsächlich die Veröffentlichungen der letzten zwanzig Jahre berücksichtigend, vervollständigt den Inhalt des Buches.

Eine alphabetisch geordnete Zusammenstellung der Fachausdrücke mit Hinweisen auf die entsprechenden Seiten, wo der betreffende Gegenstand behandelt ist, würde einem Bedürfnis entsprechen und es auch zu einem wertvollen Nachschlagebuch des Tiefbohrwesens machen. Aber auch so wird es in der bekannt guten Ausstattung des Handbuches der Ing.-Wissenschaften, mit seinem reichen Stoff, der gut zusammengefaßt und eingeteilt ist, dem Lernenden ein brauchbares Hilfsmittel und dem tätigen Fachmann ein willkommener Berater sein. Dr. Randzio.

Kalktaschenbuch 1925. 3. Jahrg. Berlin W 62. Kalkverlag G. m. b. H. Preis einschl. Porto 0,75 R.-M.

Das heuer zum dritten Male erschienene Kalktaschenbuch enthält in seinem etwa 60 Seiten starken Textteil eine Menge Anregungen und Ratschläge sowohl für die Landwirtschaft als auch für das Baugewerbe, die beide als Kalkverbraucher in Betracht kommen. Die den Landwirt interessierenden Artikel über Kalklagerung, Düngung, Kalkbedarf der Pflanzen und ähnliches können an dieser Stelle ohne Besprechung bleiben; für den Baumeister von Interesse ist vor allem eine recht übersichtlich zusammengestellte Tabelle über Materialbedarf bei Mörteln aller Art (nicht nur Kalkmörtel), ferner über Mörtelfestigkeiten. Zum ersten Male seit dem Kriege finden sich wieder Verhältniszahlen über Preise der verschiedenen Mörtelarten und Mischungsverhältnisse. Anschließend daran haben die Normen für die Prüfung von Traß Aufnahme gefunden. Eine Abhandlung über die vielseitige Verwendung des Rohkalksteins im Bauwesen zeigt die Bedeutung des Kalkes auch für andere weniger bekannte Zwecke als zur Mörtelbereitung. Der Aufsatz über die Kohlensäure als Nebenerzeugnis beim Kalkbrennen wird besonders für den Brenner von Belang sein und ihm Fingerzeige für die Wirtschaftlichkeit des Betriebes geben können. Dr. B.

Handbibliothek für Bauingenieure. Ein Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis, herausgegeben von Robert Otzen, Geh. Regierungsrat, Prof. an der Technischen Hochschule zu Hannover. Teil III, Bd. 4. Kanal- und Schleusenbau. Von Regierungsbaurat Friedrich Engelhard, Oppeln. 261 S. mit 303 Textabbild. Berlin 1921. Verlag von Julius Springer. 8,5 R.-M.

Die Handbibliothek, in etwa 26 Bänden das gesamte Bauingenieurwesen umfassend, in tadellosem Einband und Druck, reich illustriert, handlich, knapp und einheitlich gefaßt, soll in streng wissenschaftlicher, die neuesten Erfahrungen verwertender Behandlung des umfangreichen Stoffes, dem Studierenden zur Einführung und Anregung dienen, dem in der Privatpraxis, im Staats-, Kommunal- und Provinzialdienst stehenden Fachmann und sonstwie schaffenden Ingenieur ein gutes Hilfs- und Nachschlagemittel für den Handgebrauch sein.

Das Werk kann wegen seiner gedrängten, aber doch inhaltreichen Form, bei seinem verhältnismäßig geringen Preis und bei seinem Erscheinen in kleinen Einzelbänden, allen denen willkommen sein, die nicht in der Lage sind, das wohl umfangreichere und erschöpfendere, aber auch viel teuerere allbekannte Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften sich in einer Bücherei zu leihen oder käuflich zu beschaffen.

Das Erscheinen des genannten Werkes, von dem bisher 11 Bände fertig vorliegen, ist bei der großen Bedeutung von Technik und Verkehr für die gesamte Volkswirtschaft und die Wiedererstarkung unseres unter den Folgen des Weltkrieges leidenden Vaterlandes im Interesse der Ingenieurwelt nur zu begrüßen.

Soweit ich den gesamten Stoff bis jetzt übersehen kann, würde ich für die Aufnahme in die Bücherei des Bauingenieurwesens außerdem noch Wissensgebiete wie die Baustoffkunde, die Energie-, Wärme- und Beleuchtungswirtschaft, die Talsperren, den für den Bauingenieur in Betracht kommenden praktischen Maschinenbau, ferner Verwaltungs- und Staatswissenschaft, sowie Volkswirtschaft und Rechtskunde in angemessenem Umfange einbeziehen.

Der hier zunächst zu besprechende Band „Kanal- und Schleusenbau" ist mit einer Übersichts-Verkehrskarte deutscher Wasserstraßen von 1910 sowie mit einem Sachverzeichnis und einer wertvollen Übersicht aller Abhandlungen, Broschüren und Bücher dieses Fachgebietes von neun Seiten ausgestattet und umfaßt in vorzüglicher, hand-

licher, knapp gefaßter Form im 1. Teil den Kanalbau und im 2. Teil den Schleusenbau, einschließlich der Anlagen zur Überwindung großer Gefällstufen.

Allgemein wird zunächst — unter Hinweis auf die Bedeutung des Verkehrs und Wasserbaues für das Leben einer Nation — die geschichtliche Entwicklung des Kanal- und Schleusenbaues bei den einzelnen Kulturvölkern, besonders in Deutschland, von den ersten Anfängen bis auf die Gegenwart eingehend behandelt und dabei mit besonderem Nachdruck der großzügigen Arbeiten von Sympher für deutsche Wasserwirtschaft und der zahlreichen Versuche über Bewegungswiderstände der Fahrzeuge gedacht.

Es werden dann die Einteilung, die Wirtschaftlichkeit, die Verkehrsmittel, die Linienführung, der Bett- und Uferausbau, die praktische Herstellung des Kanals, ferner seine Bauwerke, wie Schleusen, Brücken, Tunnel, Dücker, Entlastungen und Sicherheitstore erörtert und an zahlreichen Abbildungen erläutert. Anschließend wird die Ausrüstung, der Wasserbedarf, die Speisung und Dichtung sowie der Schiffahrtbetrieb der Kanäle besprochen.

Im 2. Teil (Schleusenbau) werden die Einzelteil-Bezeichnung, die Art, Gestaltung und Verwendung und der Wasserbedarf der Schleusen, ferner ihre Bauweise in verschiedenen Baustoffen, ihre Gründung und Berechnung, dann die Füllungs- und Entleerungseinrichtungen unter besonderer Erörterung aller Verschlüsse behandelt.

Dabei kommt auch ein neuer Schleusenverschluß zur Darstellung, wie er von Eger für die Mühlendammschleuse in Berlin 1907 grundsätzlich empfohlen, von Krey 1914 hinsichtlich der Schiffsbewegung in der Schleuse untersucht und vom Verfasser dieser Zeilen für das Oberhaupt der jetzt im Betriebe befindlichen Rosentaler Schleuse in Breslau (Zeitschr. f. Bauwesen 1924) im Jahre 1916/1917 konstruiert wurde, ein Segment-Hubtor, das die Einführung der Schiffe und des Oberwassers ohne Umläufe sowie die Durchführung des Hochwassers durch die Schleuse gestattet und sich sehr gut bewährt hat.

Ein besonderes Kapitel ist neben der Ausrüstung, der Betriebseinrichtung und den Vorhäfen von Schleusen der Bauweise, Art, Verwendung und Berechnung der Tore von Schleusen gewidmet, und zwar der Stemm-, Dreh-, Klapp-, Hub-, Schiebe- und Schwimmtore bei kleinen und großen Anlagen im Binnen- und Seeverkehr.

Das Buch schließt mit der Behandlung von Schacht- und Sparschleusen, von Schleusentreppen, von geneigten Schiffsebenen und Schiffshebewerken verschiedenster Art unter Einschluß der vielen Vorschläge für das neu zu errichtende Schiffshebewerk im Hohenzollern-Kanal bei Liepe.

In dem vorliegenden, im Jahre 1920 abgefaßten Buch ist in dem vorgeschriebenen knappen Rahmen nur das allgemein Wissenswerte, klar, kurz und verständlich in Text, Abbildung und Berechnung, zum Teil allerdings nur andeutungsweise, nach neuzeitlichen Gesichtspunkten behandelt. Es erhebt keinen Anspruch auf eine völlig erschöpfende Bearbeitung des schon recht umfangreich gewordenen Wasserbaugebietes. Es bietet aber für das weitere Sonderstudium neben dem Ausgeführten ein wertvolles Verzeichnis des einschlägigen Fachschrifttums. Es kann meines Erachtens dem Studierenden und dem schaffenden Ingenieur bestens empfohlen werden.

Dr.-Ing. Herbst, Regierungs- und Baurat.

Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung. Herausgegeben von Dr.-Ing. ehr. E. Mörsch, Prof. an der Technischen Hochschule Stuttgart. 5. Aufl. Stuttgart 1924. Verlag von Konrad Wittwer. 2. Band, 2. Lieferung. 160 S. mit 197 Textabb. Geh. 9 R.-M.

Die 2. Lieferung erscheint als Fortsetzung der in der „Bautechnik" 1924, Heft 41 vom 19. September besprochenen 1. Lieferung. Hier werden weiter die „Shedbauten" erörtert und dann die „Hallendächer" mit Balken-, Bogen- und Rahmenbindern behandelt. Neben der Konstruktion wird der Rechnungsgang der wichtigsten statisch unbestimmten Systeme angegeben. In einem weiteren Abschnitt gelangen die „Gewölbe des Hochbaues, Kuppeln und Zeltdächer" zur Besprechung. Hierher gehören auch die „Kellerdichtungen" mit umgekehrten Sohlengewölben. Es folgt dann das Kapitel „Gründungen", in dem die Fundamentplatten, Senkbrunnen, Senkkasten, Pfähle und Spunddielen erörtert werden. Bei den Fundamentplatten wird die statische Untersuchung unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit des Baugrundes bei Einzellasten gezeigt. Auch diese Lieferung bringt eine große Zahl von mustergültigen Ausführungsbeispielen, an denen der Ingenieur die Gesamtanlage sowie konstruktive Einzelheiten ersehen kann. Für diese Lieferung gilt das bereits bei der Besprechung der 1. Lieferung am Schlusse Gesagte, so daß seine Anschaffung gleichfalls wärmstens empfohlen werden kann. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Hydromechanik. Von M. Samter, Reg.-Raumeister a. D. Eine Einführung mit durchgerechneten Aufgaben und Beispielen. 94 S. mit 116 Abb. Charlottenburg 1925. Verlag von R. Kiepert. Preis 3,20 R.-M.

Nach einer etwa 100jährigen Periode bevorzugten Interesses von Industrie und Verkehr für Eisenbahnen und Dampfmaschinen wendet sich heute die Aufmerksamkeit wieder mehr den Wasserstraßen und Wasserkräften zu. Es ist daher für den Ingenieur und seinen Nachwuchs auf den Technischen Hochschulen erforderlich, sich wieder mehr als bisher üblich dem Studium und den Ergebnissen der Hydromechanik zuzuwenden, weshalb zurzeit ein Buch wie das oben bezeichnete in Form eines Kompendiums oder Repetitoriums besonders erwünscht ist, das seinem Vorwort entsprechend in knapper Form einerseits den Studierenden mit den wichtigsten Gesetzen der Hydromechanik vertraut macht und ihre Anwendung an vielen durchgerechneten Beispielen der Ingenieurpraxis zeigt, anderseits dem im praktischen Leben stehenden Ingenieur des Wasserbaufaches in gedrängter Form ein bequemeres Hilfsmittel zur Auffrischung des Erlernten bietet, als es vorhandene umfangreiche und teure Werke über Hydraulik oder gar über allgemeine Mechanik ermöglichen.

Das vorliegende Heft von 94 Seiten erfüllt ganz das vom Verfasser im Vorwort Versprochene, und der Verlag hat es sich angelegen sein lassen, durch besonders klare Wiedergabe der zahlreichen Abbildungen und Formeln, vorzüglichen Druck und billigen Preis dafür zu sorgen, daß das Heft gern zur Hand genommen und seine Anschaffung auch dem der Prüfung entgegensehenden Studierenden erleichtert wird.

Dem im Vorwort ausgedrückten Wunsche nach Anregungen aus dem Leserkreise zu Verbesserungen für weitere Auflagen wird bei dem heute lebhaften Interesse für das Gebiet der Hydraulik sicherlich gern entsprochen werden. Geh. Baurat H. Lang.

See- und Hafenbau. Von Professor H. Proetel in Aachen, Teil III, Bd. 8 der Handbibliothek für Bauingenieure, herausgegeben von R. Otzen.[1]) 261 S. mit 292 Textabb. Berlin 1921. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 7,50 R.-M.

Dieses Werk, ausgestattet mit Sachverzeichnis und ergiebiger Literaturangabe, behandelt das ganze Gebiet des See- und Seehafenbaues und zwar in sechs Kapiteln das Meer, die Küsten, die Strommündungen, die Seeschiffahrt, die Seehäfen und die Seekanäle.

Die Stoffbehandlung ist übersichtlich, vollständig und verständlich in Text und Abbildung, nach neuesten Erfahrungen, mit wissenschaftlicher Begründung und illustriert durch Beispiele von Ausführungen im In- und Auslande.

Das 1. Kapitel macht uns allgemein bekannt mit der Ausdehnung, der Gliederung und den Arten des Meeres, dabei auch mit den verschiedenen Messungen und Pegelbeobachtungen, ferner mit den Eigenschaften des Meerwassers und seiner Einwirkung auf die Baustoffe, schließlich mit Wind und Wellen, sowie mit der Tidebewegung und Meeresströmung.

Im 2. Kapitel werden die natürliche Bildung der Küsten mit dem Dünenbau, der künstliche Schutz der Meeresufer sowie Anlage und Ausführung der Seedeiche nebst Sielen vorgeführt.

Das 3. Kapitel beschäftigt sich mit der natürlichen Ausbildung und künstlichen Verbesserung der Strommündungen und führt als Beispiel ausgebauter Mündungen die Donau, die Weichsel, den Mississippi, den Clyde, die Weser und die Seine vor.

Das 4. Kapitel behandelt die Entwicklung, die Nautik, die Vermessung und die Signale im Betrieb der Seeschiffahrt, ferner recht eingehend das ganze Seezeichenwesen.

Im 5. Kapitel werden die Anlage der Seehäfen sowie ihre vielseitige Ausstattung mit allen Einrichtungen zum Umschlag, zur Aufbewahrung und Beförderung von Gütern, ferner die Hafendämme, die Kais, die Landevorrichtungen, die Seeschleusen und schließlich die Schiffbauanstalten behandelt. Als Beispiele werden die Seehäfen von Saßnitz, Marseille, Ymuiden, Boulogne-sur-Mer, Seebrügge, Bremerhaven, Liverpool und Hamburg in Wort und Bild erläutert.

Das 6. Kapitel ist der Anlage, Ausstattung und Ausführungsform der Seekanäle gewidmet, dazu sind als Beispiel für die verschiedenen Formen (offen, mit Endverschlüssen und mit Haltungen) der Suezkanal, der Königsberger Seekanal, der Kaiser-Wilhelm-Kanal, der Amsterdamer Seekanal, ferner der Panama-Kanal und der Manchester Seekanal vorgeführt.

Meines Erachtens hätten die Schiffbau-Anstalten und die Ausnutzung von Ebbe und Flut zu Kraftzwecken vielleicht etwas ausführlicher behandelt werden können. Für eine spätere Ergänzung des Buches werden auch die neuesten Modellversuche mit den verschiedenen Molenanlagen interessant sein.

Das vorliegende, im Jahre 1921 abgefaßte Buch, das in dem für die Handbibliothek vorgeschriebenen Rahmen von diesem großen, sich auch ständig erweiternden Wissensgebiet nur das allgemein Beachtenswerte bringen konnte, darf dem in der Vorbereitung befindlichen, wie im praktischen Leben stehenden Ingenieur nur empfohlen werden.

Dr.-Ing. Herbst, Regierungs- und Baurat.

[1]) Vergl. S. 180 dieses Heftes der „Bautechnik".

Das Materialprüfungswesen unter besonderer Berücksichtigung der am Staatlichen Materialprüfungsamt zu Berlin-Dahlem üblichen Verfahren im Grundriß dargestellt. 2. Auflage, unter Mitwirkung von Bauer, Burchartz, Dalen, Deiß, Fiek, Heermann, Jensch, Kindscher, Marcusson, Rodt, A. Schob, Schulze, Schwarz, Sieglerschmidt, Stamer und Wilke, herausgegeben von Memmler, 660 S. mit 243 Abbild. Stuttgart 1924. Verlag von Ferdinand Enke. Preis geh. 23,40 R.-M.

Das gut ausgestattete Buch soll Auskunft geben über die Fragen: Was wird in Dahlem geprüft und wie wird geprüft? Ein solcher Wegweiser muß als wertvoll bezeichnet werden, angesichts der in jüngster Zeit wieder rasch wachsenden Bedeutung der Materialprüfung, auch wenn die fast durchweg scharf durchgeführte Beschränkung des Buches auf die Dahlemer Verhältnisse nicht begrüßt wird.

In dem kurz gehaltenen allgemeinen Teil finden sich zwei Beiträge von Memmler über die Bedeutung, die geschichtliche Entwicklung und die Grenzen der Anwendungsmöglichkeit des Materialprüfungswesens sowie über die Organisation des Materialprüfungswesens in Preußen. Schulze verbreitet sich über die Materialprüfung als technisch-wirtschaftlichem und volkswirtschaftlichem Kulturfaktor. Hier ist auf die Beziehungen zur Stofflehre im ganzen, im besonderen zur Stoffverwendung hingewiesen. Die Notwendigkeit, unter den heutigen Verhältnissen mehr als je die Kenntnisse über die zweckmäßige Behandlung und Verwendung der Stoffe zu vertiefen, um mit geringerem Aufwande Höherwertiges zu schaffen, um im Auslande verkaufen zu können, sollte dabei schärfer hervortreten.

Der „spezielle Teil" erstreckt sich im IV. Kapitel auf die mechanisch-technologische und physikalische Prüfung von Eisen, Stahl, Nichteisenmetallen und deren Legierungen (Fiek, Schob, Sieglerschmidt, Jensch), dann auf die metallographische (Bauer) und die chemische Prüfung der genannten Stoffe (Deiß). Sehr anschaulich ist der Beitrag von Bauer gehalten. Dann folgen im V. Kapitel Angaben über die Prüfung von Maschinenelementen (Fiek). Anschließend wird auf die Baustoffe im engeren Sinne eingegangen. Burchartz bespricht dazu die mannigfaltigen mechanisch-technologischen Prüfungen von Steinen, Bindemitteln, Mörtel, Beton usf. Die zugehörigen chemischen Analysen gibt Rodt an.

Über Holz findet sich ein kurzer Beitrag von Stamer. Die weiteren Kapitel betreffen Papier (Dalen), Tinte (Kindscher), Textilstoffe (Heermann), Brennstoffe (Wilke und Kindscher), Wasser für technische Zwecke (Rodt), Fette und Öle (Marcusson, Schwarz), Kautschuk (Kindscher, Memmler, Schob), Lacke und sonstige Anstrichstoffe (Schulze, Kindscher), schließlich Leim (Stamer).

Es fehlt hier leider der Raum, auf einzelne Kapitel näher einzugehen; auch kann nicht angeführt werden, wo die Entwicklung einzelner Arbeitsgebiete in anderen Instituten weitergediehen sein dürfte.

Allgemein darf ausgesprochen werden, daß das Buch zum Austausch der Erfahrungen der deutschen Laboratorien in erfreulicher Weise beitragen wird und daß es weiterhin vielen, die in Dahlem prüfen lassen, erwünschte Unterstützung bietet. Graf.

Der Wärmeübergang an einer ebenen Wand. Von Dr.-Ing. Walter Jürges. (Nr. 19 der Beihefte zum „Gesundheits-Ingenieur".) 52 S. mit 27 Textabbild. Verlag von R. Oldenbourg, München. Preis geh. 3,60 R.-M.

Verfasser kommt mit seinen wertvollen Untersuchungen nicht nur einem längst empfundenen praktischen Bedürfnis nach, sondern zeigt in seiner Arbeit neue Methoden, die ihm das Gerüst zur Auffindung der Gesetze bilden und wegen ihrer Eigenart das allgemeinste Interesse jedes Physikers auf sich lenken dürften. Die Lufterhitzung spielt nicht allein in der Heizungs- und Lüftungstechnik, bei Trockenanlagen usw., sondern auch neuerdings bei Dampfkesseln eine beachtenswerte Rolle. Welchen Einfluß hat die Geschwindigkeit der an einer ebenen Wand vorüberstreichenden Luft gegenüber natürlicher Konvektion? Welchen Einfluß übt dabei die Beschaffenheit der Oberfläche der Wand aus? Der erwärmte Körper gibt sowohl durch Strahlung wie auch durch Leitung Wärme an die ihn umgebende Luft ab.

Verfasser findet eine Strahlungskonstante von 0,63 für die polierte, von 3,10 für die gewalzte und von 3,68 W.-E. m^{-2} Std.$^{-1}$ °C^{-1} für die gerauhte Kupferplatte. Die Wärmeabgabe in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit der Luft wächst gegenüber der natürlichen Konvektion recht bedeutend. Sie beträgt bei 12 m/Sek. Geschwindigkeit rd. das 11fache, bei 24 m/Sek. Geschwindigkeit das 19fache. Die Versuchsergebnisse von Latzko weichen wesentlich von denjenigen des Verfassers ab, jene von Wierz geben für Geschwindigkeiten bis zu 12 m/Sek. zu hohe Werte, für höhere Geschwindigkeiten (hauptsächlich über 16 m/Sek. und darüber) zu geringe. Verfasser stellt im Gegensatz zu Soennecken bei rauher Oberfläche eine um rd. 7% höhere Wärmeübergangszahl als bei glatter Oberfläche fest. Für die Wärmeabgabe gibt er neben genaueren Formeln auch Näherungsgleichungen für die Praxis. de Gr.

Der Eingelenkbogen für massive Straßenbrücken. Eine statisch-wirtschaftliche Untersuchung von Dr. sc. techn. Ernst Burgdorfer, Dipl.-Ing. VIII u. 190 S. mit 51 Abb. u. 10 Taf. Berlin 1924. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 7,50 R.-M.

In drei Kapiteln wird in diesem Buch der vollwandige Eingelenkbogen abgehandelt. Das erste Kapitel enthält die allgemeine Theorie. Das zweite Kapitel behandelt den symmetrischen Bogen im besondern. Im Kapitel III werden Tabellen für Gewölbe geboten, die den Arbeitsaufwand für die Berechnung vermindern sollen. Aus der ganzen Aufmachung geht deutlich hervor, daß der Stoff vom Verfasser durchaus bewältigt und gut durchdacht ist. Die hohe Übersichtlichkeit, die das Einarbeiten bedeutend erleichtert, muß anerkannt werden.

Den wichtigsten Teil des Buches, wenigstens für den Praktiker, der etwa Reales, Greifbares sucht, bildet das Kapitel IV; denn hierin ist die Wirtschaftlichkeit des Eingelenkbogens untersucht worden. Der Verfasser kommt hierbei zu dem Ergebnis, daß der Eingelenkbogen dem entsprechenden eingespannten Bogen überlegen ist. Wenn wir davon absehen, daß das praktische Ergebnis der Baustellen-Abrechnung von den rein statisch-theoretischen mehr oder weniger abweichen kann und wahrscheinlich auch abweichen wird, so ist doch folgendes zu bemerken:

Der Verfasser hat lediglich Vergleiche mit den sogenannten Stützlinien-Gewölben herangezogen. Es ist aber von Bedeutung, daß es bei dem heutigen Stande der Gewölbetheorie wohl möglich ist, eine günstigere Form als die Stützlinienform anzuwenden.[1]) Aus diesem Grunde, d. h. weil durch eine zweckmäßige Formgebung an und für sich schon eine Ersparnis erzielt werden kann, dürfte das Gewölbe mit Scheitelgelenk wirtschaftlich doch nicht so günstig dastehen, wie der Verfasser dies nachzuweisen glaubt. Auch in ästhetischer Hinsicht wird fast jeder das eingespannte Gewölbe dem Gewölbe mit einem Gelenk am Scheitel vorziehen.

Die letzten Bemerkungen sollen jedoch keinesfalls den Wert des anerkennenswerten Buches herabsetzen. Str.

Praktische Anleitung zum Kalkbrennen im Hoffmannschen Kalkringofen. Von Richard Burghardt. 35 S. mit 17 Abb. Berlin 1924. Kalkverlag G. m. b. H.

Die vorliegende kurze Abhandlung stellt sich die Aufgabe, der Allgemeinheit in leichtverständlicher Fassung die Erfahrungen des Praktikers beim Kalkbrennen im Ringofen zugänglich zu machen. Da diese Aufgabe, hauptsächlich auch dank einer klaren Anordnung und übersichtlichen Form und unterstützt durch zahlreiche Abbildungen recht gut gelungen ist, so kann das Heftchen für eine Einführung in alle beim Kalkbrennen im Ringofen vorkommenden Fragen nur empfohlen werden, und wird sogar, da es von einem Praktiker stammt, auch dem Fachmann auf diesem Gebiet noch manche Anregung geben können.

Die Abhandlung bringt zunächst das Wesentliche über Anlage und Beschickung des Ofens, den stetigen Brennbetrieb und das Anfeuern, sowie über die Hilfsmittel zur Beurteilung des Brandes. Sodann wird auf die verschiedenartige Behandlung der Feuerung bei Verwendung minderwertiger Brennstoffe, wie Rohbraunkohle, Koksgrus, Steinkohlenschlamm und Torf, eingegangen, ferner gibt der Verfasser verschiedene Winke über Maßnahmen bei Betriebsstörungen, Absatzstockungen u. a. Wenn alle im Brennbetrieb vorkommenden Fragen auch nicht erschöpfend behandelt sind, wie dies der Verfasser selbst zugibt, so sind doch in der Abhandlung bei aller Kürze eine Menge praktischer Winke gegeben, die dem Fachmann genügend Anregung bieten, um sich auch bei außergewöhnlichen Verhältnissen oder Vorfällen im Brennbetrieb helfen zu können. Dr. B.

Industrielle Psychotechnik. Angewandte Psychologie in Industrie, Handel, Verkehr, Verwaltung. Herausgegeben von Prof. Dr. W. Moede, Technische Hochschule zu Berlin, Handelshochschule Berlin 1924. Verlag von Julius Springer.

Diese seit dem Mai 1924 erscheinende Monatsschrift darf auch die Aufmerksamkeit der Leser der „Bautechnik" beanspruchen. Wenn auch die bisher herausgekommenen Hefte sich überwiegend mit Gebieten befassen, die die Bautechnik nicht oder nicht unmittelbar berühren, so sind doch die behandelten Fragen, gleichviel welchem Sondergebiete sie angehören, von solcher allgemeinen Bedeutung für jeden Techniker, daß auch der Bautechniker daran nicht achtlos vorübergehen kann und mancherlei Nutzen daraus ziehen wird. Auch darf erwartet werden, daß die neue Zeitschrift in der weiteren Entwicklung auch auf die Sonderfragen, die die Bautechnik an die angewandte Psychologie zu stellen hat, in gebührendem Maße eingehen wird. Dafür und für die sonstige Gediegenheit der Zeitschrift bürgt der Name ihres auf allen Gebieten der angewandten Psychologie als Führer bekannten Herausgebers und der des Verlages. Brandt.

[1]) Der Berichterstatter verfügt über ein entsprechendes Verfahren, das bisher nicht veröffentlicht ist.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. I. Band, 1. Kapitel: Vorarbeiten für Eisenbahnen und Straßen. 5. Aufl. Neubearbeitet von Reg.- und Baurat G. Claus. 457 S. mit 129 Abb. u. 8 Taf. Leipzig 1924. Verlag von W. Engelmann. Preis geb. 31 R.-M.

Wie aus dem Titel hervorgeht, gliedert sich die neubearbeitete und stark vermehrte 5. Aufl. des Handbuches in zwei Teile: die Vorarbeiten für den Bau von Eisenbahnen und die für Straßenbau.

In dem größeren ersten Hauptteil werden zunächst die verschiedenen Verfahren zur Bestimmung der wirtschaftlichsten Linienführung der Bahnen geschildert, denen sich die Abschnitte über das technische Trassieren anschließen. Eingehend werden hier die Regeln beim Aufsuchen und Festlegen der Bahnachse im Gelände erörtert, so insbesondere die künstliche Längenentwicklung der Bahnlinien bei Erklimmung größerer Höhen. Einen breiten Raum nimmt die Beschreibung der geodätischen Arbeiten zur Aufnahme des Geländes insbesondere mittels der Photogrammetrie ein sowie in den späteren Abschnitten über ausführliche Vorarbeiten die Schilderung des geodätischen Aufnahmeverfahrens mit dem Tachymeter und der Arbeiten bei Übertragung der Bahnachse ins Gelände.

Die Ausführungen über die allgemeinen Vorarbeiten werden durch die Abschnitte über Massen- und Kostenberechnung der Bahnanlagen und Erörterungen über den Vergleich verschiedener Linienführungen abgeschlossen. Für den Vergleich der Linien wird in erster Linie auf das Verfahren der virtuellen Längen hingewiesen, ohne jedoch dessen Nachteile kritisch zu erörtern.

Von besonderem Wert sind die eingehenden Ausführungen über das Planfeststellungsverfahren und den Grunderwerb sowie die in einem Anhange sehr übersichtlich aufgeführten Gesetze und Verordnungen, die bei der Planung von Verkehrswegen und Bahnhofsanlagen zu beachten sind.

Bei den Vorarbeiten für Straßen beschränkt sich der Verfasser auf die Untersuchungen, die im Hinblick auf den anders gearteten Verkehr gegenüber der Eisenbahn Abweichungen ergeben. Auf den heute schon weit entwickelten Kraftwagenverkehr, der doch an den Straßenbau in bezug auf Linienführung in Grundriß und Aufriß ganz andere Anforderungen stellt als der langsamere Pferdeverkehr, geht er kaum näher ein.

Das von dem Verlage vorzüglich ausgestattete Werk, dem ein bis auf die neuere Zeit ergänztes Literaturverzeichnis beigefügt ist, wird allen Fachleuten bei der Entwurfbearbeitung von Eisenbahnen und Straßen ein willkommener und wertvoller Ratgeber sein und darf mit Gewißheit auf eine weitgehende Verbreitung rechnen.

Prof. W. Müller, Dresden.

Leitfaden für den Unterricht in Stein-, Holz- und Eisenkonstruktionen an maschinentechnischen Fachschulen. Von Prof. Dipl.-Ing. L. Geusen, Studienrat. 2. Auflage. Mit 173 Textabb. Berlin 1923. Verlag von Julius Springer. Preis 2,40 R.-M.

Der vorliegende Leitfaden erscheint für die Zwecke des Unterrichts an Maschinenbauschulen recht geeignet. Er bringt bei kurz gefaßtem Text, von sehr guten, zweckdienlichen Abbildungen unterstützt, das Wissenswerteste über die Grundlagen des Stein-, Holz- und Eisenbaues. Die Knotenpunktverbindungen eiserner Fachwerkbinder sind vorbildlich gelöst und durchaus sachgemäß mit Maßeintragungen und Beschriftung versehen. Bei den Stützen und Deckenträgern vermisse ich allerdings einen Hinweis auf die Peiner Breitflanschträger. Dafür ist die Berechnung der Fachwerkträger umso eingehender behandelt worden. Für die Neuauflage empfehle ich zur Unterstützung des ersten Unterrichts eine Niettabelle nach Maßgabe der Normenvorschriften, ferner tabellarische Angaben über die wichtigsten Nietrißteilungen, ebenfalls nach Maßgabe der Normen. Mir erscheinen solche grundlegenden Angaben für einen kurzen Leitfaden wichtiger als die verhältnismäßig eingehenden Erläuterungen zur Fachwerktheorie. Trotzdem kann aber der Leitfaden auch in der vorliegenden Gestaltung für den gedachten Zweck angelegentlich empfohlen werden; sein Hauptwert ist wohl in der Darbietung mustergiltiger Konstruktionseinzelheiten zu suchen. Druck und Ausstattung dieses Büchleins verdienen besonderes Lob.

C. Kersten.

Maurer- und Steinhauerarbeiten II. Bogen und Gewölbe; steinerne Treppen. Von Prof. Dipl.-Ing. Wilhelm Becker. 2. Auflage. Sammlung Göschen, Nr. 420. 134 S. mit 208 Abb. Berlin u. Leipzig 1924. Verlag von Walter de Gruyter & Co. Preis geb. 1,25 R.-M.

Im ersten Abschnitt des Bändchens gibt der Verfasser nach einer allgemeinen Einleitung einen Überblick über die besonders im Mauerwerkbau vorkommenden Gewölbe und Bogen. Ihre Gestaltung und Ausführung werden in leichtverständlicher Weise unter Beigabe zahlreicher Abbildungen behandelt. Die einzelnen Gewölbearten sind ihrer Bedeutung entsprechend berücksichtigt, wobei auch manche Sonderheiten Aufnahme gefunden haben. Das Gebiet der den Kappengewölben eng verwandten ebenen Massivdecken wird kurz gestreift, wie auch mehrfach Hinweise auf die entsprechenden Eisenbetonkonstruktionen zu finden sind.

Der zweite Abschnitt des Buches behandelt die steinernen Treppen. Nach grundsätzlichen Erörterungen über die Gestaltung folgen Hausteintreppen, Backstein- und Eisenbetontreppen verschiedener Ausführungsarten, deren Beschreibung durch Abbildungen weitgehend ergänzt wird. Ein kurzer Abschnitt über Stufenbeläge beschließt den Inhalt.

Die Bearbeitung des ziemlich umfangreichen Stoffes ist knapp und klar und macht das Bändchen daher zur Einführung in das behandelte Gebiet bestens geeignet.

Dipl.-Ing. Roll.

Aufgaben aus dem Wasserbau, angewandte Hydraulik, 40 vollkommen durchgerechnete Beispiele. Von Dr.-Ing. Otto Streck. Mit 133 Abb, 35 Tabellen mit 11 Tafeln. Berlin 1924. Verlag von Julius Springer. Preis 11,40 R.-M.

Das Werk behandelt in einem ersten, kurzen Abschnitt das Gebiet der Hydrostatik, um sich darauf in seinem Hauptabschnitt mit den Fragen der Hydrodynamik zu befassen; hier begegnen wir zuerst der unveränderlichen, sodann der veränderlichen Bewegung und schließlich dem Ausfluß aus Öffnungen. Im Schlußabschnitt sind dann hydrologische Aufgaben behandelt: Abflußverhältnisse, Wasserstandsdauerlinie, Schlüsselkurve, Wassermengendauerlinie, Leistungsplan einer Wasserkraftanlage, Geschiebeführung u. a. m.

Im Hauptabschnitt werden Aufgaben der Praxis gelöst: vor allem Querschnitts- und Gefälle-Berechnungen natürlicher und künstlicher Gerinne und Leistungen, wobei auch die Schleppkraft ihre Berücksichtigung findet.

Es ist ein reicher Stoff aus der Praxis zusammengetragen, der den Studierenden und den jüngeren Ingenieuren eine willkommene und wertvolle Ergänzung der theoretischen Lehrbücher bietet, zumal er in sehr faßlicher und doch gründlicher Form dargestellt ist.

Bei einer Neuauflage wären folgende zwei Unstimmigkeiten auszumerzen: Auf S. 37 ist die Berechnung der Schwimm-Kippsicherheit eines Caissons (offenbar des Strompfeilercaissons der Hamburger Freihafen-Elbbrücke) so durchgeführt, als ob die Arbeitskammer unten durch eine feste, dichte Platte abgeschlossen wäre; tatsächlich wirkt der hier in Schneidenhöhe angenommene freie Wasserspiegel unter der Kammer (ähnlich der Spiegelfläche flüssigen Ballastes) außerordentlich störend auf die Kippsicherheit, wofür Unterzeichneter seinerzeit die Formel ableitete. Ferner geht aus Abb. 38 (S. 89) ohne weiteres hervor, daß hier die einfache Formel, bei der die Wassergeschwindigkeit in Abhängigkeit vom Gefälle des Wasserspiegels dargestellt ist, wegen der starken Steigung der Sohle nicht mehr zulässig ist; man käme sonst zu dem Schluß, daß der Schwerpunkt der bewegten Wasserquerschnitte aufwärts wandert, also eine negative Arbeit leistet.

Dr.-Ing. Joachim Schultze.

Die Entwicklung der Gleisrückmaschinen und das maschinelle Gleisrücken. Von Dr.-Ing. Karl Eduard Schmidt. Stuttgart 1925. Verlag von Konrad Wittwer. Preis geh. 5, geb. 6,50 R.-M.

Das Werk füllt in sehr vollkommener Weise eine fühlbare Lücke in dem Schrifttum des in den letzten Jahren zu schneller Entwicklung gelangten Gebietes des maschinellen Gleisrückens aus. In seltener Vollständigkeit wird alles beschrieben und gewürdigt, was auf diesem besonders für den Braunkohlenabbau und sonstigen Baggerbetrieb wichtig gewordenen Hilfsgebiet bis Ende 1922 aus zerstreuten druckschriftlichen Veröffentlichungen und aus der Praxis bekanntgeworden ist. Besonders eingehend wird die Patentschriftenliteratur behandelt, die dem Verfasser, als Mitglied des Reichspatentamts, in sonst schwer erreichbarer Vollständigkeit zur Verfügung gestanden hat.

Brandt.

Der Erdbau, I. Teil. Entwicklung des Erdbaues, der Erdarten und Felsgesteine; geologische Karten und Bodenuntersuchung; örtliche und häusliche Vorarbeiten; Bodenmassen und Förderweiten; Art der Bauausführung und Verdingung der Erdarbeiten; unmittelbare Bauvorbereitung; Anhang. Von Georg Schewior, Universitäts-Professor, Vermessungsrat und Kulturingenieur. 373 S. mit 432 Textabb., 10 Tafeln und 7 Tabellen. Leipzig 1925. Verlag von Bernh. Friedr. Voigt. Preis geh. 12 R.-M., geb. 14 R.-M.

Wie obige kurze Inhaltsangabe sowie der Umfang des neuerschienenen I. Teiles des „Erdbaues“ zeigt, verspricht das Gesamtwerk, dieses Fachgebiet mit einer Ausführlichkeit zu behandeln, wie es bisher wohl in keinem ähnlichen Buche geschehen ist. Die oben angeführten Abschnitte sind alle mit großer Gründlichkeit bearbeitet. Besonders zu erwähnen ist der kurze Abriß der Geologie, eines Wissenszweiges, der bei Erdarbeiten zur richtigen Einschätzung der Bodenverhältnisse unbedingt mit heranzuziehen ist. Bei der Besprechung der Vorarbeiten behandelt der Verfasser eingehend die zeichnerische Darstellung der Erdwerke mittels der Böschungsmaßstäbe, eines Ver-

fahrens, dem wegen seiner Einfachheit weitestgehende Anwendung gewünscht wird. Ein großer Teil des Buches wird der Erdmassenermittlung gewidmet. Für die meisten im Erdbau vorkommenden Querschnitt- und Erdkörperinhalte werden Formeln oder zeichnerische Verfahren abgeleitet. Ferner erfährt das Göringsche Verfahren der Massenverteilung mittels Massenplanes und Massengleiche (Verteilungslinie) eine ausführliche Wiedergabe. Eine kleine Unstimmigkeit ist hierbei dem Verfasser insofern unterlaufen, als er das Produkt von Bodenmasse × Weg für die zu fördernde Masse in $m \cdot m^3$ mit Förderarbeit bezeichnet und an anderer Stelle die Begriffe Förderarbeit und Fördermoment einander gleich setzt. Wertvoll für die Praxis sind die Abschnitte über Art der Bauausführung und Verding der Erdarbeiten sowie der Anhang, der Muster für Vergebungsarten und Vertragsbedingungen enthält.

Das Werk, das vom Verlage vorzüglich ausgestattet ist und eine Fülle von Wissenswertem bietet, wird sich gewiß bald einen großen Leserkreis erobern. Prof. Dr.-Ing. W. Müller, Dresden.

Joseph Melan zum siebzigsten Geburtstage gewidmet von seinen dankbaren Schülern. XIV u. 322 S. Leipzig und Wien 1923. Verlag von Franz Deuticke. Preis geh. 8,4 R.-M.

Zum siebzigsten Geburtstage des hervorragenden Ingenieurs, bedeutenden Forschers und erfolgreichen und beliebten Lehrers Joseph Melan haben einige seiner vielen Schüler als Zeichen ihres Dankes und ihrer Verehrung ein Buch mit sehr beachtenswerten Abhandlungen über schwierige Gebiete des Ingenieurwesens herausgegeben. Dr.-Ing. Arnstein behandelt weitgespannte Eisenbetonbogenbrücken, Dr. techn. Bortsch die Spannungen in Silowänden, Dr. Effenberger die Theorie des Druckwasserstollens, Dr. techn. Fritsche die Knickung parabolisch gekrümmter Stäbe,[1]) Dr.-Ing. Gärtner die Rippenkuppeln mit starren Versteifungsböden, Dr.-Ing. Gebauer die statische Untersuchung von Stütz- und Staumauern, Dr. Hartmann die genauere Berechnung gelenkloser Gewölbe, Dr. techn. Kluge und Ing. Machaczek führen uns Melan als Lehrer der Praxis vor. Der nächste Abschnitt über Nebenspannungen im Fahrbahngerippe eiserner Brücken stammt aus der Feder des Dr.-Ing. Ernst Melan, des Sohnes von Joseph Melan. Es folgen dann Abhandlungen von Dr. techn. Geßner über Biegeversuche mit Empergerbalken aus hochwertigem Beton geringer Erhärtungsdauer, von Dr. techn. Nowak über neuere hochwertige Betonarten, von Dr.-Ing. Pichl über die Berechnung von Viadukten, von Dr. techn. Vinzenz über die Theorie des Howe-Trägers und schließlich von Dr. techn. Wanke über den Bogenträger in Verbindung mit einem Streckträger.

Das Buch ist ein Zeichen der Verehrung der Schüler für ihren Lehrer, es ist aber darüber hinaus ein Zeichen dafür, daß der Geist des großen Lehrers in seinen Schülern fortlebt und daß sein Lebenswerk von seinen Schülern durch Erforschung der schwierigsten Gebiete der Ingenieurwissenschaft und durch Anwendung dieser Untersuchungen auf die Praxis fortgesetzt wird. Wahrlich ein schöner Erfolg der Lebensarbeit Melans!

Das Studium des Buches sei allen Ingenieuren, die sich mit schwierigen Fragen des Brückenbaues und des Eisenbetonbaues zu befassen haben, warm empfohlen. Dr.-Ing. chr. Schaper.

Erddruck auf Stützmauern. Von Richard Petersen, ord. Professor a. d. Technischen Hochschule Danzig. 84 S. mit 80 Abb. Berlin 1924. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 5,40 R.-M.

Der Verfasser gibt in einfacher Form eine Übersicht über die praktische Anwendung der Ergebnisse der Erddrucktheorie von Coulomb und Poncelet bei der Gestaltung von Stützmauern. Im ersten Abschnitt wird der Einfluß der Mauerform, des Erddruckes und der zulässigen Bodenpressung auf den zu wählenden Mauerquerschnitt besprochen. Im zweiten Abschnitt versucht der Verfasser, die bekannten Unstimmigkeiten aufzuklären, auf die man stößt, sobald der Erddruck auf dem Rücken einer Stützmauer nicht parallel zur Oberfläche des gestützten Erdreichs angenommen wird. Daß mit den Erörterungen des Verfassers zur Klarstellung der umstrittenen Fragen viel gewonnen worden sei, läßt sich mit dem besten Willen nicht behaupten. Solange man nicht planmäßig den Zusammenhang erforscht hat zwischen dem Druck auf eine Wandfläche, der zu jedem gemessenen Druck gehörigen Verschiebungen und des inneren Spannungszustandes im Erdreich hinter der Wand, ist eine befriedigende Erklärung nicht zu erwarten. Im dritten Abschnitt sind zeichnerische Darstellungen und Zahlentafeln gegeben, aus denen man in praktischen Fällen die Größe des Erddrucks entnehmen kann. Für die nächste Auflage darf vielleicht angeregt werden, in irgend einer Form darauf hinzuweisen, wie groß der Unterschied des Gewichts der Raumeinheit der Bodenarten in lockerem Zustande gegenüber dem festgestampften oder dicht gelagerten ist, was namentlich bei Kies von ausschlaggebender Bedeutung sein kann.

Den Studierenden der Technischen Hochschulen wird das Büchlein ein willkommener Wegweiser sein; auch dem Praktiker kann es empfohlen werden. Dörr.

Bautechnisches Taschenbuch. Begründet von Otto Keller. 3. Auflage. Herausgegeben von Prof. Carl Opitz. Leipzig 1924. Verlag von H. A. Ludwig Degener. Preis 5 R.-M.

Das kleine Werk ist in völlig neubearbeiteter Auflage wieder erschienen und hat durch Wahl der beschreibenden Form gegenüber den früheren Fragen und Antworten zweifellos an Wert gewonnen. Den Grundlehren der Mathematik, Physik und Chemie folgt als zweiter Abschnitt ein Abriß der Hochbaukunde. Ferner wird ein Auszug der Baugesetze unter besonderer Berücksichtigung der sächsischen Bestimmungen gebracht. Der vierte Abschnitt umfaßt die Grundlagen der Festigkeitslehre und Statik. Ein Anhang enthält die gebräuchlichsten Zahlentafeln.

Für die Kreise, denen das Buch zugedacht ist, bildet es ein leicht verständliches und brauchbares Nachschlagewerk. Bei einer Neuauflage dürfte es sich empfehlen, die Gliederung einzelner Abschnitte etwas klarer zu gestalten und auch dem Eisenbetonbau, besonders aber den dazugehörigen Baustoffen, etwas mehr Raum zu widmen. Dipl.-Ing. Roll.

Die Clapeyronsche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung. Herausgegeben von Oberingenieur Dipl.-Ing. Georg Ehlers. Berlin 1924. Verlag der Deutschen Bauzeitung G. m. b. H. 27 S. mit 155 Textabb. Geh. 2 R.-M.

Das zuerst in der Deutschen Bauzeitung 1918 veröffentlichte Verfahren bringt im vorliegenden Neudruck in gedrängter Kürze alles zum Verständnis Wesentliche über die Anwendung der Clapeyronschen Gleichung zur Berechnung von Rahmen jeder Art vom einfachsten Zweigelenkrahmen bis zum Stockwerkrahmen. Dieses Verfahren besitzt den Vorzug der sehr einfachen Aufstellung der Elastizitätsgleichungen. Ehlers zeigt dieses für den Dreieck- und Rechteckrahmen, den zweifachen Stockwerkrahmen, den durchlaufenden Balken auf elastisch drehbaren Stützen, den Vierendeelträger u. a. für verschiedene lotrechte und wagerechte Belastungen bis zur Entwicklung der Momentengleichungen. Auch die Berücksichtigung des Einflusses der Temperatur und der Normalkräfte wird gebracht. Im Anhang wird schließlich eine Tabelle mit den mehrfach benutzten Kreuzlinienabschnitten nach Dipl.-Ing. Pederssen beigefügt. Zur Einführung in das angedeutete Berechnungsverfahren wird das Heftchen dem Statiker wertvolle Dienste leisten, so daß seine Anschaffung, schon mit Rücksicht auf den geringen Preis, nur empfohlen werden kann. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Berichtigung zum Beton-Kalender 1925, I. Teil. Auf S. 125 ist die Fußnote [1]) auf „Stegzementdielen mit Eisen“ allgemein bezogen. Wie uns unter Hinweis auf ein Schreiben des Polizeipräsidenten von Berlin vom 3. März 1925 mitgeteilt wird, ist dies unzutreffend. Die Fußnote soll nach dem Sinne der „Ministerial-Bestimmungen“ vom 24. Dezember 1919 lediglich für 5 cm starke Stegzementdielen gelten. 8 und 10 cm starke Stegzementdielen sind also nicht nur für Dächer und unbelastete Decken, sondern auch für belastete Decken zulässig. Die Schriftleitung des „Beton-Kalender“ bittet, die aus einer zum mindesten unklaren Fassung der Original-Veröffentlichung der genannten „Ministerial-Bestimmungen“ entstandene, übrigens auch in anderen Kalendern und Tabellenwerken sich findende unrichtige Angabe des Beton-Kalenders zu berichtigen.

Eingegangene Bücher.

Deutscher Baukalender 1925. Herausgegeben von der Deutschen Bauzeitung, 53. Jahrg. 1925. Zwei Teile. Preis 4,50 R.-M.

Entwürfe für Landarbeiterwohnungen. Bearbeitet im Preußischen Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten. 20 Blatt Zeichnungen mit Erläuterungen. Berlin 1924. Paul Parey. Preis 4 R.-M.

Praktische Anleitung zum Kalkbrennen im Schachtofen. Von R. Burghardt. 27 S. mit 8 Abb. Berlin 1924. Kalkverlag G. m. b. H. Preis 1,20 R.-M.

Kalkputz, Kratzputz und Sgraffito. Von P. Baelz. 24 S., 8 Abb. Berlin 1925. Kalkverlag G. m. b. H. Preis 1,20 R.-M.

Was der Baumeister vom Mörtel wissen muß. Von Regierungs- und Baurat a. D. M. Hasak. 96 S., 30 Abb. Berlin 1925. Kalkverlag G. m. b. H. Preis 6,60 R.-M.

---

[1]) Eine Fortsetzung dieser Studie wird demnächst in der „Bautechnik“ veröffentlicht werden. Die Schriftleitung.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 27. März 1925 Heft 14

Die Wolfschen Bauten zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Eduard Faber**, Ministerialrat a. D. in München.

Die von Baurat Wolf gelegentlich der Verbesserung der verwilderten Isar im Bauamtsbezirk Landshut erfundenen und seit 1885 angewandten Bauten wurden hinsichtlich ihrer Wirkung in der Zeitschrift „Die Wasserkraft“ jüngst besprochen.[1]) Da Wolf nur die ursprüngliche Ausbildung seiner Bauten veröffentlicht hat und auch nicht zu ihrer vollen Auswertung gekommen war, so dürften wohl die nachfolgenden Angaben über die Entwicklung, Wirkungsweise und Bedeutung der Bauten Beachtung finden. Diese Angaben lassen auch erkennen, warum die ursprünglichen Bauten so mancherlei absprechende Urteile gefunden haben und worauf der Wert oder Unwert der zu ihrer Verbesserung gemachten Vorschläge beruht.

Die in Süddeutschland bis gegen Ende des vorigen Jahrhunderts übliche Bauweise zur Verbesserung der in einen beweglichen Boden eingebetteten, heftig strömenden, in viele Rinnen zerfaserten, mit stark staffelförmigem Wasserspiegelgefälle ausgebildeten sowie nach Lage, Breite und Höhe der einzelnen Rinnen häufigen Änderungen unterworfenen Flüsse war eine äußerst gewalttätige. Allgemein bestand die Anschauung, derartige Gewässer seien am besten in einer geraden Bahn zu beherrschen und die zur Herstellung einer solchen Bahn notwendigen zahlreichen Durchstiche seien ein „souveraines“ Mittel zur Abwendung der Gefahren und Schäden der Hochwasser. Die unnatürliche Behandlung erklärt sich auch daraus, daß nach damaliger Erfahrung keine baulichen Maßnahmen bekannt waren, mit denen von beliebigen Stellen eines verwilderten Gewässers aus auf die Wiederherstellung eines geordneten, naturgemäßen Zustandes hätte hingewirkt werden können. Bekanntlich mußte von einer gegen Umgehung der Anlage sicher gelegenen Stelle ausgegangen und daran anbindend die Korrektion flußabwärts weitergeführt werden. Das Wasser wurde unter kräftiger Aufstauung mit teueren, mühsam herzustellenden Bauten in die Durchstiche hineingetrieben und gegen die Altrinnen und Niederungen mit hohen, bei den Einmündungen in diese Rinnen nur kurz unterbrochenen Uferbauten abgeschlossen. Die Zuführung von Geschieben in die abgebauten Rinnen und Niederungen war somit wesentlich beschränkt. Da zudem die Menge der im neuen Bette wandernden Geschiebe infolge der dem Gewässer überlassenen Erweiterung der schmalen Durchstichgräben sowie infolge der verstärkten Arbeitskraft in den stark gekürzten Flußstrecken wesentlich vergrößert wurde, so entstanden nächst unterhalb jeder Korrektion schädliche Ablagerungen, die stets wieder zur Fortsetzung der Bauarbeiten nötigten.

Die Nachteile der voraus geschilderten Bauweise führte Baurat Wolf einzig und allein auf die ungenügende Verlandung der abgebauten Rinnen und Niederungen zurück oder, wie er sich ausdrückte, auf die ungeregelte Bewegung und ungeeignete Ablagerung der Sinkstoffe. Die von ihm erfundenen Bauten zur besseren Regelung der Geschiebebewegung in ihrer ursprünglichen Form gab Wolf 1886[2]) bekannt. Er schrieb dazu: „Wenn es gelingen würde, schon mit Beginn der Korrektionsarbeiten den Fluß durch entsprechende Bauanlagen zu veranlassen, an einer Stelle die abgelagerten Sinkstoffe oder die Bestandteile der im künftigen Flußschlauche liegenden Ländereien zu beseitigen und an anderen, nicht allzuweit entfernten, bestimmten Stellen, in der Hauptsache wenigstens, wieder abzulagern, so müßte eine bedeutende Abminderung vorbezeichneter Mißstände und der zu ihrer Abwendung notwendigen Bauausgaben eintreten. Ich glaube nun, ein System für Flußkorrektionen gefunden zu haben, welches die Bewegung und Ablagerung der Sinkstoffe besser regelt und insbesondere auch dem Flusse selbst die Hauptarbeit zur allmählichen Ausbildung des zwischen den Baulinien angewiesenen Schlauches überläßt.“

Bekanntlich bestanden die Bauten, die Wolf zuerst ausführte, aus tafelförmig aneinandergereihten, mit ihrem Kopfende an einer durchlaufenden Stange befestigten Faschinen, die, abgeteilt in 2 bis 5 m breite und je nach der Wassertiefe 2 bis 5 m lange Tafeln, mit ihrem Kopfende in der Regel auf Niederwasserhöhe an Pfählen aufgehängt wurden, die 3 bis 4 m vor der zukünftigen Uferkante in das Flußbett eingerammt waren. Derartige Baukörper, die je nach der Stärke der Strömung mehr oder minder geneigt über der Sohle schweben, bezeichnete Wolf als „Gehänge“. Bei starker Querströmung wurde hinter die zum Tragen der Gehänge bestimmte Pfahlreihe in 2 m Abstand noch eine zweite Pfahlreihe eingerammt und beide gegeneinander versteift. Wolf hatte sonach bei seinen Bauten die Absicht, die Flußsohle möglichst frei zu halten im Gegensatz zu den mit vollem Körper auf der Sohle ruhenden Flußbauten.

Über die Wirkungsweise seiner Bauten gibt Wolf folgendes an: „Durch die im Flusse schwebenden Baukörper wird an Ort und Stelle das Gleichgewicht in der Bewegung des Wassers und der Sinkstoffe gestört. Vor und nächst den schwebenden Körpern entstehen örtliche Stauungen und Geschwindigkeitsmehrungen und hierdurch aber Vertiefungen und Querschnittserweiterungen, hinter den Körpern Geschwindigkeitsminderungen und in deren Folge Sinkstoffablagerungen. Letztere gelangen nun alsbald mit zur Wirkung. Zunächst bilden sich rauhe Erhöhungen auf der Flußsohle, welche sofort selbst wieder auf Ausdehnung der Ablagerungen hinwirken und, wenn nicht besondere Umstände dies verhindern, in Verbindung mit den schwebenden Baukörpern im Wirkungsbereich derselben Auflandungen bis zur Höhenlage der Baukörper bewirken. Durch zweckmäßige Anordnung dieser schwebenden Baukörper in fließenden, Sinkstoff führenden Gewässern werden somit letztere veranlaßt, bei entsprechend hohen Wasserständen rückwärtig gelegene Vertiefungen auszufüllen, gleichzeitig aber den ungenügenden Abflußquerschnitt vor den schwebenden Baukörpern auszutiefen und zu erweitern. . . . Im allgemeinen kann hier angeführt werden, daß jene Hängewerke, welche unter einem spitzen Winkel gegen die bestehende Abflußrichtung stehen, also förmlich als deklinante Abweisbuhnen dienen, am kräftigsten auf Kiesablagerungen hinter sich und auf Austiefung des Flußschlauches vor sich hinwirken.“ Die billig herzustellenden Einbauten dienen sonach zur Ausbildung eines geschlossenen Flußschlauches, dessen Ufer dann zu geeigneter Zeit entsprechend ausgebaut und befestigt werden.

Im Oktober 1893 habe ich in Begleitung Wolfs zum erstenmal die Isar zwischen Landshut und Landau besichtigt. Mit Erstaunen beobachtete ich die Einfachheit und Schnelligkeit in der Ausbildung des neuen Flußbettes. Noch mehr aber war ich erstaunt, vielfach etwas anderes zu sehen, als ich nach den Veröffentlichungen über die neue Bauart erwartet hatte. So waren die Gehänge vielfach von Schlick, Sand und Treibzeug beschwert mit ihren rückseitigen Enden abgesunken, hatten sich auf der Flußsohle oder in der Auflandung festgelegt und bildeten eine für die Sinkstoffe undurchdringliche Wand. An anderen Stellen waren die Gehänge vom Hochwasser durchbrochen. Daraus ergab sich die Regel, die Bauten nicht geschlossen auszuführen, sondern einzelne Lücken zu belassen. Sie dienten gleichsam als Ventile für den Fall, daß die rückseits abgesunkenen, wie ein vollwandiger Bau wirkenden Faschinentafeln den Stau übermäßig vergrößerten. Bei Vorhandensein einer zweiten Pfahlreihe gab man den Gehängen zur Verhütung einer schädlichen Absenkung noch einen Stützpunkt, wobei dann allerdings das Schweben der Gehänge, das ja die Wirksamkeit der Bauten bedingen sollte, wesentlich beeinträchtigt wurde. Ferner erkannte ich erst gelegentlich meiner Isarbereisung die Bedeutung einer anderen baulichen Maßnahme. Wolf gibt in seiner Veröffentlichung von 1886 über die Isarkorrektion bei Oberpöring an, es seien zur Verstärkung der Einwirkung der Gehänge auf den Abtrieb einer gegenüberliegenden Kiesbank eine mit Faschinen umhüllte, 0,30 m dicke Stange auf die Gehänge aufgelegt worden. Ich konnte nun beobachten, daß statt einer solchen Auflage Dielen und Stangen verwendet waren, und dies wohl in der Absicht, die Stauwirkung der Bauten zum Zwecke einer stärkeren Geschiebezufuhr hinter die Gehänge zu vergrößern. Das Bemerkenswerteste aber auf der Reise ergab die Besichtigung einer Baustelle, von der mir Wolf mitteilte, es sei die Pfahlreihe geschlagen gewesen, und ehe die Faschinentafeln hätten angebracht werden können, sei ein Hochwasser eingetreten. Nach dessen Ablauf lag hinter der Pfahlreihe eine ausgedehnte Kiesbank, und das Flußbett war in der gewünschten Weise umgebildet.

Am 26. Oktober 1893, wenige Tage nach der Isarbereisung, schrieb ich an Wolf: Lebhaft beschäftigt mich die Frage, warum eine Bau-

[1]) Die Wirkungsweise der schwebenden Bauten im geschiebeführenden Fluß: Unter dieser Aufschrift enthält Heft 3 der Zeitschrift „Die Wasserkraft“ vom 5. Februar 1924 eine Abhandlung von Dr.-Ing. Kurzmann und Heft 11 dieser Zeitschrift vom 1. Juni 1924 eine Entgegnung von Dr.-Ing. Leiner.

[2]) „Über die Regulierung geschiebeführender Flüsse“ vom 1. September 1885 im Wochenbl. f. Baukde. 1886, S. 339 u. f. und „Neuere Strombauten an der Isar“ vom Dezember 1885 in der Zeitschr. f. Bauwesen 1886, S. 515 u. f.

weise, deren Zweck mit einfachen Mitteln in kurzer Zeit an der Isar erreicht wird, bis jetzt noch so wenig Anwendung an anderen Flüssen gefunden hat? Nach Ihren Veröffentlichungen ist anzunehmen, daß infolge des Staues, den der an Pfähle und Gehänge anfallende Strom erfährt, auch die schweren Geschiebe hinter die Gehänge getrieben werden. Diese Wirkung Ihrer Bauten wird noch dadurch verstärkt, daß über den Gehängen Dielen und Stangen angebracht werden und schon eine einfache Pfahlreihe genügte, während einer einzigen Anschwellung eine mächtige Auflandung in der gewünschten Lage herbeizuführen. Dies alles läßt annehmen: Der durch die Bauanlage hervorgerufene Stau ist der Maßstab für ihre Wirksamkeit. Wird aber der Vorzug Ihrer Bauten nicht dadurch abgeschwächt, daß die zur Erzeugung des Staues verwendeten Faschinentafeln rückseits absinken und zu vollwandigen Bauten umgebildet werden? Wäre es nicht möglich, sie ohne Gehänge herzustellen und zur Erzeugung des Staues nur Dielen, Bretter oder Stangen zu verwenden? Die Stauwirkung der Bauanlage, die die Eigenschaft besitzt, die Bewegung der Geschiebe nach der abzubauenden Rinne hin zu fördern, wäre als das Wesentlichste hervorzuheben. Dann würden Ihre Bauten trotz der Eisgefahr als ein jedem Flußbauingenieur unentbehrliches Rüstzeug erkannt werden.

Baurat Wolf schrieb mir zurück: „Ihre Anschauung, daß der durch die Bauanlage hervorgerufene Stau der Maßstab für ihre Wirksamkeit sei, ist kaum richtig.“ Sodann erklärte er die Wirksamkeit seiner Bauten unter Annahme von Gehängen ebenso wie in seiner Veröffentlichung von 1886 und, ohne weiter auf mein Schreiben einzugehen, lud er mich zu einer nochmaligen Bereisung der Isar ein. Die Reise fand statt, aber nicht wie geplant bei Niederwasser, sondern, da über Nacht die Isar gestiegen war, bei einem Wasserstande, bei dem die Gehänge mäßig überronnen und die Wolfschen Bauten gleichsam im Betrieb zu beobachten waren. Man sah, wie teils durch Abminderung, teils durch Mehrung des Zuflusses, also durch Senkung und Hebung des Wasserspiegels auf die Geschwindigkeit des Wassers, auf die Richtung der Strömung, auf die Bewegung und Ablagerung der Geschiebe eingewirkt wird. Gerade die Bereisung der Isar bei höherem Wasserstande, bei dem das bei Niederwasser sich darbietende, verwirrende Bild von Rinnen und Kiesbänken, von Pfählen und Faschinen dem Auge entzogen war, bestärkte mich in meiner Anschauung, daß der durch die Bauten hervorgerufene Stau die treibende Kraft ist und zur Erzeugung des Staues nicht notwendigerweise Gehänge auszuführen sind. Bemerkenswert ist, daß Wolf vor Antritt der Flußbereisung sein Bedauern darüber aussprach, daß sich ein so ungünstiger Wasserstand zur Reise eingestellt habe.

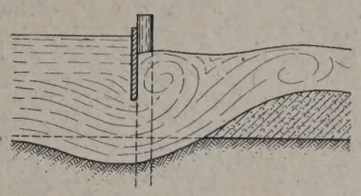
Das große Verdienst Wolfs um die Förderung des Flußbaues wird dadurch nicht geschmälert, daß er in der ersten Zeit seiner Unternehmungen an der Isar die Faschinengehänge als einen wesentlichen Bestandteil seiner Bauten ansah. Aber höchst nachteilig war es für deren Einschätzung, daß er entgegen seiner eigenen Erfahrung und trotz der auf die Beobachtungen an der Isar fußenden Einwürfe auf seiner Anschauung beharrte: Das Wesentlichste meiner Bauweise sind die Gehänge. Die an anderen Flüssen bis auf die Nagelstärke nachgeahmten Gehängebauten haben dann auch teilweise zu Mißerfolgen geführt und gegen die Bauweise eingenommen. Das Verhalten Wolfs mag seine Erklärung darin finden, daß sich das ihm verliehene Patent auf „Gehänge“ bezieht Jedenfalls aber hat es bis in die neuere Zeit hinein dazu geführt, seine Bauten unter die „schwebenden Bauten“ zu rechnen und sie nicht grundsätzlich von der Verwendbarkeit und Wirkung der Sinkbäume und der sonstigen in Flüssen mit Schlamm- und Sandführung verwendbaren Bauten zu unterscheiden. Dadurch wurde dann auch die Einsicht in das Wesen und die Bedeutung der Wolfschen Bauten nicht gefördert.

Alsbald nach meiner ersten Bereisung der Isar stellte ich in einer verwilderten Innstrecke nächst oberhalb Kraiburg bauliche Versuche an im Sinne meines an Wolf gerichteten Schreibens vom 26. Oktober 1893. Zur Kennzeichnung dieser Flußstrecke dienen folgende Angaben. Das durchschnittliche Gefälle: 0,87 : 1000 (dagegen an der Isar im Bezirk Landshut 1 : 1000), die Wassermenge: bei gewöhnlichem Niederwasser 120 (Isar 105), bei Mittelwasser 3 0 (290) und bei Hochwasser bis zu 2000 (1400) m³/Sek. An der Versuchsstelle ließ ich eine Reihe Pfähle einschlagen und an diese je nach der Wassertiefe bis zu 1 m breite Holztafeln derart aufhängen, daß ihre Oberkante etwa 0,80 m über der Höhe des gewöhnlichen Niederwassers gelegen war. Mit solcher Stauwand ergaben sich schon bei mäßigen Anschwellungen die gleichen Flußbett-Umbildungen wie mit den schwebenden Gehängen, so daß späterhin an der gleichen Stelle ein Versuch im großen gewagt werden konnte. Gegenüber der auf der rechten Uferseite befindlichen Versuchsstelle liegt ein festes, über Hochwasser aufragendes Hohlufer mit einem Halbmesser von 800 m, das flußaufwärts an eine Strecke mit geschlossenem, 115 m breitem Mittelwasserbett anstößt. Das rechte, gleichfalls hochwasserfreie Ufer ist 450 m von dem linken Ufer entfernt. Der Talweg lag früher hart am linkseitigen Hohlufer in einer geschlossenen Rinne, die längs der zum rechtseitigen Hochufer sich erstreckenden Kiesbank nicht befestigt war. An der Stelle, an der der Inn aus seinem Mittelwasserbett heraustritt und sich über die rechtseitige Kiesbank hin erweitert, entstand im Niederwasserbett eine hohe Schwelle aus schweren Geschieben, durch die die Spaltung des Flusses in drei Rinnen ermöglicht wurde, wobei die mittlere Rinne den Talweg aufgenommen hatte. Die Verwilderung des Flusses nahm stets zu, und so sollten 1896 durch ein 350 m langes Leitwerk die beiden rechtseitigen Rinnen abgeschlossen und der Fluß wieder in sein ehemaliges Bett gedrängt werden. Da jedoch zu befürchten war, daß unterhalb des zu erbauenden, über die Kiesbank aufragenden Werkes das Spiel der Flußteilung wieder begönne und somit die teuere Mittelwasserkorrektion auf eine lange Strecke hin fortgeführt werden müßte, so wurde 1895 nach meinem Vorschlag ein 125 m langer Wolfscher Bau, bestehend aus einer doppelten Pfahlreihe mit einer an der vorderen Pfahlreihe angebrachten Stauwand, hergestellt. Die einzelnen Tafeln dieser Wand waren so eingerichtet, daß sie an den Pfählen auf und ab geschoben werden konnten, um die Möglichkeit einer Regulierung der Stauwirkung des Baues zu versuchen. Kaum war damit begonnen, so traten im Mai und Juni mehrere, in ihrer Höhe zunehmende Anschwellungen ein. Nach Ablauf der letzten Anschwellung, die bis zu 2,4 m über das gewöhnliche Niederwasser anstieg, war der ganze Holzbau verschwunden. Dagegen zeigten sich die beiden rechtseitigen Rinnen verlandet, der Talweg lag wie vor der Flußspaltung am Hohlufer an, und die Sohle an der Baustelle war stark eingetieft. Das Flußbett hatte sich sonach im Verlauf weniger Wochen weit über Erwarten günstig ausgebildet, wenn auch unter Zerstörung des allzu kräftig stauenden Baues, dessen Bestandteile übrigens nach kurzer Reise wieder aufgefangen und verwendet werden konnten. Die Kiesbank wurde alsbald mit Querbauten aus Faschinat, die zum Teil in das Niederwasserbett hinein als flach geböschte, mit Bruchsteinen gesicherte Buhnen ausliefen, überzogen und in ihren höheren Lagen mit Weiden bestockt. Zur weiteren Förderung einer entsprechenden Ausbildung dieses Bettes wurden einige Zeit hindurch nach jeder größeren Anschwellung die bei der Schwelle angehäuften groben Geschiebe herausgeschafft und zur Überdeckung der Kiesbank zwischen den Querbauten verwendet, eine mit entsprechenden Kosten auszuführende Maßnahme, die jedoch bei den geschiebeführenden Flüssen trotz ihrer bedeutenden Wirkung wenig beachtet wird. Bekanntlich werden infolge der zunehmenden Anhäufung schwerer Geschiebe in den Betterweiterungen verwilderter Gewässer die angrenzenden Kiesbänke in zunehmendem Maße überschwemmt. Noch schädlicher aber, und dies namentlich bei niederen und mittleren Wasserständen, wirken die hohen Schwellen durch die Zusammendrängung des Wasserspiegelgefälles, die nächst abwärts jeder Schwelle den Anfall der Strömung an das Ufer wesentlich verstärkt. Bei der Verbesserung der verwilderten Gewässer kommt es daher vor allem darauf an, den die Verwilderung fördernden Zustand zu beheben und somit das staffelförmige Gefälle durch eine Vertiefung der Schwellen möglichst auszugleichen und die das planmäßige Bett begrenzenden Kiesbänke durch Querbauten und Anpflanzungen derart festzuhalten und zu erhöhen, daß der Fluß bei höheren Wasserständen diese Bänke nicht zu durchfurchen und somit auch nicht aus seinem Bette auszubrechen vermag.

Eine weitere Gelegenheit zu Versuchen ergab sich an der Mangfall bei Bad Aibling, an einer Flußstrecke mit einem mittleren Gefälle von 4,1 : 1000 und einer Hochwassermenge bis zu 500 m³/Sek. Infolge der allgemein bestehenden Voraussetzung der Unentbehrlichkeit der Faschinengehänge wurde von maßgebender Stelle mit Recht angenommen, daß Wolfsche Bauten dieser Art in der bei jeder Anschwellung neben dem groben Geschiebe stark Schlamm, Sand und Treibzeug führenden Mangfall nicht anwendbar seien. Ich versuchte daher 1895 bis 1897 gelegentlich der Herstellung von Uferbauten zum Schutze der Gemeindeflur Bad Aibling die Ausführung Wolfscher Bauten mit und ohne Gehänge, im letzteren Falle also mit Stauwänden. Schon bald waren die Gehänge abgesunken und der Bau für den geplanten Zweck wirkungslos. Dagegen ergab sich die Überlegenheit der Wolfschen Bauten mit Stauwänden, denen Schlamm und Sand nichts anhaben konnte und die vom Treibzeug leicht zu befreien waren. Die Nebenrinnen landeten rasch auf, und die Mangfall schaffte sich in dem beweglichen Boden einen schlangenförmig gewundenen Lauf. Leider war es damals mit den verfügbaren Mitteln nicht möglich, die günstige Flußlage dauernd zu sichern.[3])

[3]) Faber, Die Verbesserung der geschiebeführenden Flüsse in Süddeutschland Deutsche Bztg. 1910, S. 318 bis 320. Diese Abhandlung richtet sich gegen den wildbachähnlichen Ausbau der Mangfall mit gestreckter Laufrichtung und mit Grundschwellen. Zunächst hätte der Mangfall eine gewundene Laufrichtung gegeben werden müssen. Sodann nach entsprechender Ausgleichung des staffelförmigen Gefälles wären Grundschwellen je nach Bedarf auszuführen gewesen.

Die Wolfsche Bauweise habe ich 1895 in der Deutschen Bztg. besprochen,[4]) nachdem ich gelesen hatte, daß die Wirkung der Gehänge auf die Bewegung des Wassers mit der Wirkung des auf Meereswellen ausgegossenen Öles verglichen wird.[5]) Wer der neuen Bauweise ferner stand, der mußte bei einer derartigen rätselhaften Erklärung irre werden. In meiner Veröffentlichung hob ich die Nachteile der Gehänge hervor und empfahl für alle Fälle die Anwendung einer Stauwand nach Wolfscher Art. Sodann gab ich kurz an, daß für den Fall der Notwendigkeit einer Änderung in der Stellung des Baues zur Flußrichtung eine schwimmende, vor Anker liegende, mit bezug auf ihre Tiefenlage verstellbar eingerichtete Stauvorrichtung dienen könnte. In dieser Form wäre der neuen Bauweise ihre größte Vollkommenheit zu geben. Dem ist noch beigefügt, daß ich besonders deshalb auf eine solche Stauvorrichtung hinwiese, weil sie die Wirkung der Bauweise am deutlichsten erkennen ließe. Sie erinnert an ein Verfahren, das die Schiffsleute anwenden, um mit ihrem Fahrzeug über eine seichte Flußstelle hinwegzukommen. Auch sei erwähnt, daß schon so mancher aus einem geschiebeführenden Flusse abzweigender Werkkanal, dessen Einlauf nicht mit genügender Vorsicht auf die Geschiebewanderung ausgebaut war, Gelegenheit geboten hat, den Einfluß der Wolfschen Bauten auf die Entstehung von Auflandungen kennen zu lernen, wobei die Einlaufschütze als Stauwand wirkte. Es kam vor, daß sich im Verlauf einer kurzen Anschwellung der Kanal so mit schwerem Geschiebe verstopfte, daß der Betrieb des Werkes unterbrochen wurde.



Stauwand nach Wolfscher Art.

Nach vorstehendem erfüllt die von Wolf erfundene Bauweise zwei Aufgaben: Die nach Lage und Richtung zweckentsprechende Ausbildung einer Flußrinne und die gleichzeitige Auflandung der Nebenrinnen. Der Einbau in die zu bessernde Flußrinne wird am einfachsten und billigsten als Stauwand ausgeführt. Durch eine solche wird der Wasserzufluß nach der rückseits der Wand gelegenen und zur Auflandung bestimmten Rinne abgemindert und eine dementsprechende Wassermenge aus ihrer ursprünglichen Richtung nach der auszubildenden Rinne gedrängt, dagegen läßt die Wand mit Ausnahme der sie stützenden Pfähle den im Flußbett wandernden Geschieben freie Bahn. Infolge der angegebenen Wasserverteilung entsteht ein Stau, dessen Auswirkung in Verbindung mit der lebendigen Kraft des teils nach der abzubauenden, teils nach der neuen Flußrinne strömenden Wassers verwickelte Vorgänge verbunden mit starken Wirbelströmungen veranlaßt. Der Hauptsache nach ist folgendes hervorzuheben: Der Stau übt eine doppelseitige Wirkung. Er verstärkt das Wasserspiegelgefälle nach der neuen Rinne hin und veranlaßt eine Vermehrung der Geschiebezufuhr in die abzubauende Rinne. Letzteres dadurch, daß im Staubereich die Kraft des Stromes derart verstärkt wird, daß sich die Flußsohle gegen die Wand hin eintieft und in einzelnen Fällen zu ihrer Sicherung mit Senkstücken abzudecken ist. Die unter der Wand hindurchgestoßenen Geschiebe gelangen entsprechend der rückseits der Stauwand beginnenden Abschwächung der Stoßkraft zur Ruhe und werden bei stärkeren Anschwellungen weiter in die abzubauende Rinne hineingetrieben. Wenn Wolf angibt, daß die im spitzen Winkel gegen die ursprüngliche Stromrichtung stehende Anlage am kräftigsten auf Ablagerung hinter sich und auf Austiefung des Flußschlauches vor sich hinwirkt, so ist dies hinsichtlich der Ablagerung wohl deshalb zutreffend, weil der die Geschiebe treibende Strom die unmittelbar hinter der Stauwand liegende und mit ihr gleichlaufende Ablagerungstelle schräg überquert, wodurch die Wanderung der Geschiebe über eine bereits bestehende Ablagerung hinweg erleichtert wird. Was die Austiefung des neuen Flußschlauches anlangt, so wächst mit der Auflandung der ehemaligen Rinne der Zustrom zu der neuen Rinne, und zugleich vermindert sich die nach der ersteren Rinne gehende Stauwirkung. Da aber ein Stau längs der Wand bestehen bleibt, solange diese die Strömung ablenkt, so ist wohl anzunehmen, daß sich in der neuen Rinne Querströmungen, wie sie in den Flußbetten längs eines Hohlufers bestehen, in zunehmendem Maße entwickeln und eine Vertiefung dieser Rinne herbeiführen.

Aus der Wirkungsweise der Wolfschen Bauten ergibt sich die Möglichkeit einer vielfachen Anwendung: vom örtlichen Uferschutz und von der Zulandung einer Nebenrinne an bis zur Verbesserung eines auf weite Erstreckung hin verwilderten Flusses mit dem Ziele der Wiederherstellung eines natürlich gewundenen und geschlossenen Laufes. Auf letzterem Arbeitsfelde hat sich Wolf betätigt. Trotzdem aber hinsichtlich der Lage des neuen Laufes durch das verwilderte Hochwasserbett hindurch große Freiheit gegeben war, so konnte er sich doch nicht von den Lehrsätzen der alten Schule, die die Herstellung eines kanalartigen Bettes und dessen Festlegung im Plane nach Richtung und Querschnitt vor Beginn der Bauarbeiten forderte, freimachen und erschwerte sich dadurch die Bauausführung.[6]) Auch arbeitete er immer noch zu viel mit Durchstichen und gab dem Mittelwasserbett der Isar eine gleichbleibende zu 235′ bayer. = 68,6 m berechnete Breite. Späterhin stellten sich dann auch in der zu stark gekürzten, in gerader oder schwach gekrümmter Richtung verlaufenden Isar schädliche Vertiefungen ein.

Wenn Baurat Wolf seine Bauweise auch nicht voll ausgewertet hat, so bleibt ihm doch das unvergängliche Verdienst, mit der naturgemäßeren Behandlung eines in einen beweglichen Boden eingebetteten, geschiebeführenden Flusses begonnen und ein Werkzeug geschaffen zu haben, durch das in Verbindung mit den schon erprobten Hilfsmitteln, so namentlich mit den Grundschwellen und mit den an den norddeutschen Flüssen ausgebildeten, flach abfallenden Buhnen und bei tunlichster Vermeidung von Durchstichen ein verwilderter Fluß dazu gebracht werden kann, die seiner Natur entsprechenden Windungen und Querschnitte aus eigener Kraft auszubilden. Es geschieht dies ohne zwangweise Aufnötigung einer voraus berechneten, den natürlichen Verhältnissen widersprechenden „Normalisierung“ und ohne daß während der Umformung des Flußbettes übergroße Geschiebemengen weithin zu Tal geschoben werden oder infolge der Umformung außergewöhnliche, naturwidrige Eintiefungen im neuen Flußbett zu befürchten wären. Die Forderung einer naturgemäßen Behandlung geschiebeführender Flüsse entscheidet auch über den Wert der Vorschläge zur Verbesserung der Wolfschen Bauten.

[4]) Die Wolfsche Bauweise zur Regulierung geschiebeführender Flüsse. Deutsche Bztg. 1895, S. 203 u. f., sodann 1903, S. 574 u. 575.

[5]) Beschreibung der Isarkorrektion im Bezirk des Straßen- und Flußbauamtes Deggendorf. Süddeutsche Bztg. 1894, S. 402 l. Sp.

[6]) Vergl. darüber den Auszug aus einer handschriftlichen Aufzeichnung Wolfs vom Oktober 1887 in der Abhandlung: Iszkowski, Mitteilungen über das Wesen und die Erfolge der vom Bauamtmann Wolf erfundenen Flußregulierungsmethode. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1888, S. 88 l. Sp.

Neuerungen auf dem Gebiete des Rostschutzes bei der Deutschen Reichsbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat a. D. **Hülsenkamp**, Reichsbahnrat in Berlin.

Es läßt sich nicht leugnen, daß die Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn hinsichtlich des Schutzes gegen Witterungs- und Rauchgasbeanspruchung bisher etwas stiefmütterlich behandelt worden sind. Die infolgedessen in den letzten Jahren besonders in Erscheinung tretenden starken Rostschäden[1]) machten zwar auf die Unterlassungssünden deutlich aufmerksam, doch waren gerade in den ersten Nachkriegsjahren, wo so und so viel andere Kriegsschäden wieder gutzumachen waren, für die Erhaltung der Eisenbauwerke ausreichende Mittel nicht zur Hand. Mit der Bereitstellung von Geld wäre zwar vielleicht zunächst Abhilfe möglich gewesen, jedoch lag die Wurzel des Übels mehr noch an anderer Stelle.

Es hat zwar den Anschein, als ob der Schutz des Eisens durch einen Anstrich eine sehr einfache Maßnahme wäre, und doch erfordert die richtige Auswahl des Anstrichstoffes und die Vornahme des Anstreichens außerordentlich viel Überlegung und Vorschriften. Die Zahl der als Rostschutz angebotenen Farben ist ungemein groß und infolgedessen auch die Güte der einzelnen Farben wesentlich verschieden. Welche Farbenzusammensetzung für die einzelnen Beanspruchungen die beste ist, ist noch ungeklärt, und selbst über die Wirkungsweise der einzelnen Farbzusammensetzungen sind sich auch Fachleute noch nicht ganz einig. Dazu kommt, daß auf unseren Technischen Hochschulen die Frage des Rostschutzes von Eisenbauten so gut wie gar nicht behandelt wird und daß die Beamten, denen die Unterhaltung der Eisenbauten anvertraut wird, nur in seltenen Fällen über die Rostschutzfrage aufgeklärt sind.

Es ist daher zu begrüßen, daß die Deutsche Reichsbahngesellschaft jetzt Maßnahmen ergriffen hat, um nach Möglichkeit all diesen Übeln zu steuern. Hierzu rechnet zunächst und hauptsächlich die Herausgabe von „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke“ und von „Besonderen Bedingungen für die Entrostung und den Anstrich von Eisenbauwerken“.[2]) Ferner ist die Ausschreibung und die Auswahl der Anstrichfarben neu geregelt und die Beschaffung

[1]) Vergl. Rostbildung und Rostverhütung bei eisernen Brücken. Von Dr.-Ing. P. Hoffmann. Sonderdruck aus der Verkehrstechnischen Woche 1922.

[2]) Durch die Reichsbahndirektionen beziehbar.

mehr auf Wirtschaftlichkeit eingestellt worden. Weiter werden in großzügiger Weise Versuche angestellt, um die ungeklärten Fragen des Rostschutzes und der Wirkung der Rostschutzmittel lösen zu helfen. Ein enges Zusammenarbeiten mit den Erzeugern ist erfreulicherweise hierfür gesichert. Auch werden alle Erfahrungen, die bisher nur vereinzelt gesammelt wurden, an zentraler Stelle ausgewertet und nutzbar gemacht. Damit zusammen hängen alle Maßnahmen, die schließlich dazu dienen sollen, auf allen Gebieten des Rostschutzes bei den in Frage kommenden Beamten aufklärend zu wirken.

Die neuen „Bedingungen" sind als vorläufige Vorschriften für die Vergebung der Anstrichfarben und der Anstrichausführung am 1. Januar 1925 in Kraft gesetzt worden.[3]) Einheitliche Bedingungen gab es auf diesem Gebiete bei der Reichsbahn überhaupt noch nicht. Die Länderbahnen und einzelne preußische Eisenbahndirektionen hatten sich unabhängig voneinander ihre eigenen Vorschriften aufgestellt, die die hier zu regelnden Fragen aber sehr verschieden behandelten.

Von besonderer Bedeutung sind in den „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke" die Regelung der Zulassung für Farbenlieferungen, die Beschaffenheit und Zusammensetzung der Anstrichmittel und die Lieferungsprüfungen.

Die Zahl der farbenerzeugenden Werke ist ziemlich groß, sie beträgt zurzeit etwa 450. Da ist es klar, daß schon für die Auswahl derer, die sich um Lieferungen für die Reichsbahn bewerben dürfen, scharfe Bestimmungen getroffen werden müssen. Es genügt nicht nur, daß die Werke den Nachweis erbringen, daß sie bedingungsgemäße Farben herstellen, die Reichsbahn muß vielmehr auch besonders, solange die Zusammensetzungsbedingungen den Erzeugern noch sehr viel Freiheit lassen, die Gewähr haben, daß die Werke ihre Rohstoffe untersuchen und ihre Erzeugnisse wissenschaftlich prüfen und somit wissentlich für die Reichsbahn brauchbare Farben anbieten. Bei den Werken, die nach den Erfahrungen der Reichsbahndirektionen sich in jahrelangem Gebrauch bei der Reichsbahn bewährt haben, genügt der Nachweis, daß ihre Farben den neuen Bedingungen entsprechen. Dieser kann durch die Bescheinigung eines vereidigten Chemikers erbracht werden. Über Farben unbekannter oder noch nicht genügend erprobter Werke wird die Vorlage eines Zeugnisses der Chemisch-Technischen Reichsanstalt, der Staatlichen Materialprüfungsämter oder der Chemischen Versuchsanstalten der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft verlangt. Dieses Zeugnis muß nicht nur über die Zusammensetzung, Ausgiebigkeit, Trockendauer, Elastizität, Deckkraft, Korngröße und Wasserdurchlässigkeit, sondern auch über die Wetterfestigkeit und das Verhalten in den bei der Reichsbahn fast immer vorhandenen schwachen Rauchgasen Aufschluß geben. Farben, die starken Rauchgasbeanspruchungen standhalten sollen, sogenannte rauchgasfeste Farben, werden vorläufig nur als Versuchsfarben verwendet, für sie sind besondere Zusammensetzungsbedingungen noch nicht aufgestellt. Neben diesen Zeugnissen ist die Art der wissenschaftlichen Behandlung, die die Farben in den Werken erfahren, für die Beurteilung der Zuverlässigkeit eines Werkes und die Brauchbarkeit seiner Farben maßgebend. Es ist daher erforderlich, daß jedes Werk, das sich um Lieferung von Rostschutzfarben bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft bewirbt, durch örtliche Besichtigung seines Betriebes daraufhin eingehend geprüft wird.

Die Vorschriften über die Zusammensetzung der normalen Rostschutzfarben sind ziemlich weit gefaßt, so daß den Forschungen und Erfahrungen der einzelnen Werke keine Hindernisse in den Weg gelegt sind. Festgelegt sind nur die zu verwendenden Farbkörper und der für sie in den einzelnen Anstrichen maßgebende Mindestgehalt an Firnis, der so gewählt ist, daß im allgemeinen ohne große Zusätze von Verdünnungsmitteln eine streichfertige Farbe erzielt wird. Als Grundanstrich ist, entsprechend den bisherigen Erfahrungen, vorläufig ausschließlich Bleimennige vorgeschrieben worden. Da dieses die schlechte Eigenschaft hat, nach ganz kurzer Zeit einen starken Satz zu bilden, der sich sehr schwer wieder aufrühren läßt, so ist in den Vorschriften noch die Anlieferung als Trockenstoff und Anrührung an der Verbrauchsstelle zugelassen. Da in letzter Zeit aber auch Bleimennige in Pasta- oder streichfertiger Form hergestellt werden kann, die nicht absetzt und außerdem noch den Vorzug größerer Deckkraft hat, so wird künftig ausschließlich diese Form vorgeschrieben werden. Auch Eisenglimmer ist spezifisch schwerer als die zu verwendenden Bindemittel, so daß es zum Absetzen neigt. Besonders dann, wenn es ohne Farbkörperzusätze dem Firnis beigemengt wird, setzt es so ab, daß es nur schwer ordnungsmäßig wieder aufgerührt und vermischt werden kann. Reine Eisenglimmerfarben werden daher im allgemeinen in Pastaform angeliefert. Alle anderen Farben müssen streichfertig hergestellt werden. An der Verbrauchsstelle ist dann nur noch eine Zusatzverdünnung von 1 bis 2½ % zulässig, die zu 40 % aus demselben Firnis bestehen muß, der für die Herstellung der verwendeten Farbe benutzt wurde. Als Farbkörper wurden nur Bleiweiß, Zinkoxyd und natürliches Eisenoxydrot zugelassen, von denen man erfahrungsgemäß weiß, daß sie vermöge ihrer chemischen Eigenschaften, ihrer Wasserunlöslichkeit und ihrer Kornfeinheit zusammen mit dem Bindemittel einen brauchbaren Anstrich bilden. Ob dem einen oder dem anderen Farbkörper der Vorzug zu geben ist, muß erst erforscht werden. Alle Beschwerungs- und Streckungsmittel, wie Schwerspat, Kreide usw., sind verboten. Als Bindemittel kommen Leinöl- und Holzölfirnis in Frage, der frei von allen schädlichen Pflanzenstoffen und frei von Harz sein muß. Zu seiner Bereitung sind daher nur leinölsaure Metallsalze zu verwenden. Harz ist einem Anstrichstoff zwar nur dann schädlich, wenn es in größeren Mengen von über 5 % in der Farbe enthalten ist, jedoch läßt sich der Mengennachweis bei einer Untersuchung nur sehr schwer führen, so daß jeglicher Harzgehalt ausgeschlossen werden mußte. Als Tönung sind Beinschwarz, Graphit oder Eisenglimmer, jedes für sich oder gemischt zugelassen, deren Färbkraft allerdings sehr verschieden ist. Besonderer Wert wird noch auf eine feine Vermahlung der Farben gelegt werden. Wie Untersuchungen von Oberbaurat Dr. Herrmann, Charlottenburg, gezeigt haben, ist eine glatte Farbhaut und eine feine Verteilung der Farbkörperteile für die Haltbarkeit und Wasserundurchlässigkeit eines Anstrichs von großem Wert.[4]) Die Werke müssen daher mit geeigneten Mahlmaschinen ausgerüstet sein und eine Farbe nicht nur einmal, sondern öfter durch diese Mühlen laufen lassen. Dadurch wird auch die Streichfähigkeit und Ausgiebigkeit und damit die Wirtschaftlichkeit im Verbrauch wesentlich erhöht.

Da die besten Vorschriften nichts nützen, wenn nicht dafür gesorgt wird, daß sie eingehalten werden, ist in den neuen „Bedingungen" eine dauernde Nachprüfung der Lieferungen eingeführt worden. Es wird daher an der Verbrauchsstelle aus jeder Lieferung nach besonderer Vorschrift eine Probe entnommen und zur Untersuchung in eine chemische Versuchsanstalt der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft oder in eine andere besonders hierfür zugelassene Anstalt eingesandt. Hier wird festgestellt, ob die Lieferung den „Bedingungen" und der Musterprobe entspricht. Bei allen Farben, die sich bisher schon als brauchbar erwiesen haben, gilt als Muster die Bescheinigung eines vereidigten Chemikers über die Zusammensetzung der Farbe.

Die „Besonderen Bedingungen für die Entrostung und den Anstrich von Eisenbauwerken" lassen das Bestreben erkennen, die Gründlichkeit der Entrostungs- und Anstreicharbeit nach Möglichkeit zu fördern. Es nutzt die beste Farbe nichts, wenn der Untergrund nicht ordnungsmäßig entrostet ist und der Anstrich bei feuchtem Wetter oder auf nicht vollständig trockenes Eisen aufgebracht wird. Die Haltbarkeit des Anstrichs hängt daher in erster Linie von der Gewissenhaftigkeit des Unternehmers ab. Es ist somit Aufgabe der Reichsbahnverwaltung, die zuverlässigen Unternehmer gegen minderwertigen Wettbewerb zu schützen. Die Ausschreibungsunterlagen müssen dafür klar und eindeutig bestimmt sein, alle Umstände, die die Preisbildung beeinflussen, müssen aufgeführt sein und nach Möglichkeit alle Unsicherheiten ausgeschlossen werden. Die neuen Vorschriften weisen deswegen auch darauf hin, daß die Flächen, die infolge des Eisenbahnbetriebes nur an bestimmten Tagen (Sonn- oder Feiertags) gestrichen werden können oder bei denen zur Abwehr der Rauchgase die Anstricharbeit behindernde Vorkehrungen zu treffen sind, genau bezeichnet werden. Auch müssen die für die Anstricharbeit zur Verfügung stehenden Zugpausen von vornherein bekanntgegeben werden, da sie ebenfalls die Preisbildung beeinflussen können. Wenn diese Angaben erschöpfend in der Ausschreibung bekanntgegeben werden, sind spätere Nachforderungen ausgeschlossen, und der Unternehmer ist gezwungen, von vornherein einen angemessenen Preis zu bilden, wenn er auskommen will. Trotzdem kann in der Güte der Arbeit noch ein großer Unterschied sein, und ein gewissenloser Unternehmer wird bei billigem Angebot seinen Verdienst durch weniger sorgfältige Arbeit zu erreichen suchen. Es ist daher nicht nur bei der Auswahl der Farblieferer, sondern auch bei der Auswahl des Anstrichunternehmers auf die Zuverlässigkeit zu achten und nicht dem billigsten im allgemeinen der Auftrag zu geben.

Einen wunden Punkt stellt auch das Risiko dar, das der Unternehmer bisher hinsichtlich der Arbeitsunterbrechung infolge schlechter Witterung übernehmen mußte, da er während der Unterbrechungsdauer seine Arbeitskräfte ohne besondere Entschädigung weiter bezahlen mußte. Gewissenhafte Unternehmer werden diese Ausgaben nach einem Erfahrungsatz in den Einheitspreisen des Angebots richtig veranschlagt haben, weniger gewissenhafte werden es vielleicht darauf ankommen lassen und in ungünstigen Fällen dann auf Kosten der Arbeitsgüte sich schadlos halten wollen. Es ist menschlich erklärlich, daß auch der gewissenhafte Unternehmer unter solchen Umständen

[3]) Siehe auch Verkehrstechnische Woche, Heft 12 vom 23. März 1925, Über die neuen besonderen Bedingungen für Farblieferung und Anstrichausführung bei Eisenbauwerken der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft von Reg.-Baurat Hülsenkamp.

[4]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1924, Heft 47 u. 48.

danach streben wird, so spät wie möglich die Arbeit einzustellen und sobald wie möglich wieder anzufangen. Es ist aber so außerordentlich wichtig, daß rechtzeitig die Arbeiten eingestellt werden, wenn schlechte Witterung einsetzt, und auch erst dann wieder aufgenommen werden, wenn das Eisen auch in seinen Poren voll ausgetrocknet ist. Es muß also dem Unternehmer leicht gemacht werden, die Arbeitsunterbrechung rechtzeitig beginnen und beenden zu lassen. Diesem Gedanken tragen die neuen Vorschriften vorläufig versuchsweise Rechnung, indem die während der Dauer der Arbeitsunterbrechung wirklich entstehenden Lohnunkosten ganz oder teilweise ersetzt werden sollen.

Eine Neuregelung fand auch die Behandlung des entrosteten blanken Eisens, durch die neue Rostbildung bis zur Aufbringung des endgültigen Anstrichs verhütet werden soll. Genau so, wie eine gute Farbe nichts nützt, wenn die Anstricharbeit schlecht ist, genau so wirkungslos ist die gute Arbeit, wenn der Untergrund, auf den gestrichen wird, schlecht vorbereitet ist. Eine gute Entrostung ist daher Vorbedingung für die guten Erfolge des Anstrichs und der Farbe. Frisch entrostetes Eisen darf nicht lange ohne Schutz gegen Witterung gelassen werden, da sich bald neuer Rost bildet. Bisher verfährt man daher so, daß man das Eisen nach der Entrostung entweder gleich mit dem Grundanstrich versah oder wenigstens mit heißem Leinölfirnis anstrich. Das erstere Verfahren hatte den Nachteil, daß bei fehlender Daueraufsicht eine nachträgliche Feststellung der ordnungsmäßigen Entrostung ausgeschlossen war, während im zweiten Fall der fette Firnisanstrich dem üblichen Aufbau des Anstrichs widersprach, der mageren Grundanstrich und für die Deckanstriche steigenden Ölgehalt vorsah. Die neuen Vorschriften haben auch hier die Nachteile beseitigt, indem sie einen Ölhauch vorsahen, der auf das Eisen aufgewischt wird. Er wird genügen, um das Eisen für kurze Zeit gegen neue Rostbildung zu schützen, er gestattet eine nachträgliche Beurteilung der Entrostungsarbeit und behindert in keiner Weise den nachfolgenden Grundanstrich. Auf alle Fälle sollte man den Grundanstrich erst an der Baustelle aufbringen. Wird er bereits im Werk aufgestrichen, so läßt es sich nicht verhindern, daß er auf dem Versand und beim Einbau mehr oder weniger stark beschädigt wird, auch verwenden die Werke leider nicht immer die besten Farbstoffe und auch nicht die unbedingt erforderliche Sorgfalt, die beide, wie schon gesagt, für den Bestand des ganzen Anstrichs von ausschlaggebender Bedeutung sind. An der Baustelle dagegen kann die Reichsbahn dafür sorgen, daß nur von ihr ausgewählte und beschaffte Anstrichstoffe verwendet werden und daß eine ausreichende möglichst ständige Beaufsichtigung der Entrostungs- und Anstricharbeiten stattfindet. Auf diese Aufsicht wird als wesentlichen Punkt in den neuen Vorschriften auch besonders hingewiesen.

Um die in den neuen „Bedingungen“ gegebenen Vorschriften zum vollen Erfolge zu führen, war es notwendig, auch die Vergebungen der Farblieferung und der Anstrichausführung auf neue Grundlagen zu stellen. Bisher wurde bei den eingehenden Angeboten nach der Billigkeit gesehen. In Anbetracht der Tatsache, daß sowohl Farblieferung als auch Anstrichausführung eine Vertrauenssache ist, mußte diese Preispolitik als unwirtschaftlich verlassen werden. Es ist klar, daß die Güte und Haltbarkeit einer Farbe nicht allein durch die Art der Zusammensetzung, sondern auch wesentlich durch die Art der Behandlung bestimmt wird. Die hiernach handelnden Werke würden sicher nicht die verhältnismäßig hohen Kosten für eine besondere und wissenschaftliche Behandlung aufwenden, wenn sie sich nicht eines Erfolges durch Wertverbesserung bewußt wären. Diese Aufwendungen machen sich aber naturgemäß in höheren Preisen geltend, denen dann aber auch eine höhere Lebensdauer gegenübersteht. Dessen müssen sich die Beschaffungsstellen bewußt sein, und es bleibt also stets abzuwägen, welche Farbe unter diesen Umständen dann die wirtschaftlichste ist.[5]) Weil aber dazu eine gewisse Sachkenntnis gehört, die unmöglich von jedem Amtsvorstand verlangt werden kann, so ist die Beschaffung der Farben wieder in die Hände der Brückenbaudezernenten gelegt worden. Und zwar werden die Farben nunmehr von den Farbwerken unmittelbar beschafft und nicht mehr zusammen mit der Anstrichausführung vergeben werden. Der Wirtschaftlichkeitsgrundsatz bei der Auswahl der Farben ist für die Reichsbahn nicht nur ein weiteres Mittel, sich vor minderwertiger Ware zu schützen, sondern gibt auch den Farbwerken wieder den Ansporn, hochwertige Farben zu liefern.

Im Hinblick auf die vielen Gesichtspunkte, die bei der Auswahl der wirtschaftlichsten Farbe zu berücksichtigen sind, ist die zweckmäßigste Art der Ausschreibung die beschränkte, eine öffentliche verbietet sich hiernach im allgemeinen von selbst. Die in der beschränkten Ausschreibung liegenden bekannten Nachteile und Gefahren können dadurch herabgemindert werden, daß jedesmal möglichst viel und auch jedesmal wieder verschiedene Werke hinzugezogen werden. Bei dieser Gelegenheit sei auch darauf hingewiesen, daß es sich empfiehlt, die Beanspruchungen, denen die zu beschaffenden Farben am Bauwerk ausgesetzt sein werden, möglichst zutreffend anzugeben und dann für jede Beanspruchung getrennt nur Angebote von ein bis zwei Farben zuzulassen, damit die Werke nicht gezwungen sind, zahlreiche Angebote für jede etwa vorkommende Beanspruchung abzugeben, was im übrigen der Beschaffungsstelle auch nur die Auswahl sehr erschwert. Die Beurteilung, welche von seinen Farben für den gegebenen Fall am Platze ist, muß dem Werk überlassen werden, dazu muß sein Betrieb eben wissenschaftlich aufgezogen sein.

Wie ich schon bemerkte, ist man sich selbst in Fachkreisen noch nicht darüber einig, wie die Wirkungsweise der Anstrichstoffe den einzelnen Beanspruchungen gegenüber zu erklären ist und welche Veränderungen in den Anstrichen vor sich gehen. Das kommt daher, daß die Bindemittel nicht chemisch einheitliche Stoffe sind, bei denen also die rein chemische Theorie versagt. Eine Klärung der Vorgänge ist aber zur Beurteilung der Wirkungsweise und Voraussage der Wirkung, also für die Anwendung der richtigen Stoffe am richtigen Platze dringend erforderlich. Für die wirtschaftliche Verwendung der Anstrichstoffe ist dies von großer Bedeutung, und die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft ist in dieser Erkenntnis dazu übergegangen, in enger Fühlungnahme mit den Erzeugern durch praktische Versuche und durch planmäßige Beobachtung aller Anstriche Unterlagen für eine allmähliche Klärung zu schaffen. Sie erkennt die wissenschaftliche Mitarbeit der Farbenindustrie dankbar an und stellt geeignete Eisenbauwerke gern für Versuche zur Verfügung. Hierher gehört auch die Ausbildung eines Verfahrens für eine Prüfung von Anstrichstoffen, das durch Nachbildung der verschiedenen natürlichen Beanspruchungen in der Versuchsanstalt in kurzer Zeit ein zuverlässiges Urteil über die Brauchbarkeit der Anstrichstoffe gestattet.

Schließlich muß in weit höherem Maße als bisher für Aufklärung gesorgt werden, wenn der Erfolg aller Unternehmen kein halber bleiben soll. Die besten Vorschriften büßen an Kraft ein, wenn sie für den, der sie anwenden muß, nur tote Buchstaben bleiben, und auch die lehrreichsten Versuche verlieren an Wert, wenn nur ihr Endergebnis bekannt wird. Es ist daher erforderlich, die toten Buchstaben zu beleben und auf das Wesen der Versuche von Anfang an hinzuweisen. Es muß durch Wort und Schrift über den Zweck und über das Zustandekommen der Bestimmungen und Versuche Aufklärung erfolgen und Interesse geweckt werden. Auch damit kann und muß der Rostschutzfrage gedient werden. Die Reichsbahn-Gesellschaft hat nunmehr auch diesen Gedanken aufgegriffen und wird Sorge tragen, daß Verbraucher und Erzeuger sich in diese Aufgabe teilen.

Man sieht, es weht auf dem Gebiete des Rostschutzes der Eisenbauwerke bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ein frischer Wind, entspringend aus dem Gedanken erhöhter Wirtschaftlichkeit.

[5]) Z. d. V. d. I., Band 68, Nr. 38, „Wirtschaftlichkeit beim Anstrich von Eisenbauwerken“, von Reg.-Baurat Hülsenkamp.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Erdbeben vom September 1923 und der Wiederaufbau in Yokohama.[1])

Bei dem ernsten Arbeitswillen und der zielsicheren Energie der Japaner, als den Eigenschaften, denen das Land seinen Aufstieg und die schnelle Entwicklung der letzten Jahrzehnte dankt, war es sicher, daß die Nation auch bei der Beseitigung der ungeheuren Zerstörungen durch das Erdbeben vom September 1923 die größten Anstrengungen machen würde. Tatsächlich sind diese Anstrengungen von Erfolg gekrönt worden.

Über den Umfang des Unglücks haben seinerzeit die Tageszeitungen und, vom bautechnischen Standpunkt aus, auch die Fachpresse berichtet; erfreulicherweise hat diese auch mehrfach feststellen können, daß zeitgemäße und den Regeln europäischer Ingenieurwissenschaften entsprechende Bauwerke die Katastrophe erheblich besser überstanden haben als die landesüblichen Bauten. Immerhin sind auch bei den ersteren umfangreiche Zerstörungen vorgekommen, über die wir nebenstehend aus japanischen Quellen vier Abbildungen aus Yokohama und dem dortigen Hafen zu bringen in der Lage sind:

Abb. 1a u. 1b geben eine Vorstellung von dem Aussehen einer der zum Hafen führenden Hauptstraßen vor und nach der Zerstörung, wobei zu berücksichtigen ist, daß, wie gesagt, die hier besonders zahlreich nach europäischer Bauart in Eisen- oder Eisenbetonkonstruktion ausgeführten Gebäude großenteils verhältnismäßig gut davongekommen sind. Abb. 2a u. 2b zeigen, ebenfalls vor und nach der Zerstörung, einen Teil des Hafens, in dessen Bezirk das Erdbeben besonders wild gehaust hat.

[1]) Dieser Aufsatz hat zugunsten anderen, dringlicheren Stoffes wiederholt zurückgestellt werden müssen. Die Schriftleitung.

Abb. 1a.

Abb. 1b.

Abb. 1a u. 1b. Zum Hafen führende Hauptstraße in Yokohama vor und nach dem Erdbeben.

Abb. 2a.

Abb. 2b.

Abb. 2a u. 2b. Landungsbrücke und Hafenanlagen von Yokohama vor und nach dem Erdbeben.

Dennoch wird — wie K. Koyanagi vom Hafenbauamt Yokohama im „Eng. News-Rec." vom 2. Oktober 1924 berichtet — schon für den Sommer 1925 mit der Vollendung der dortigen Wiederherstellungsarbeiten gerechnet: Aus dem in Abb. 3 wiedergegebenen Grundriß des Hafens gehen Art und Umfang der Beschädigungen hervor. Die Abb. 5, 6 u. 10 zeigen (gestrichelt) die Umrisse der im Grundriß mit Nr. 1 bis 13 bezeichneten Kaimauerquerschnitte vor der Zerstörung und (schraffiert) deren jetzigen Zustand. Abb. 7 bis 9 zeigen die

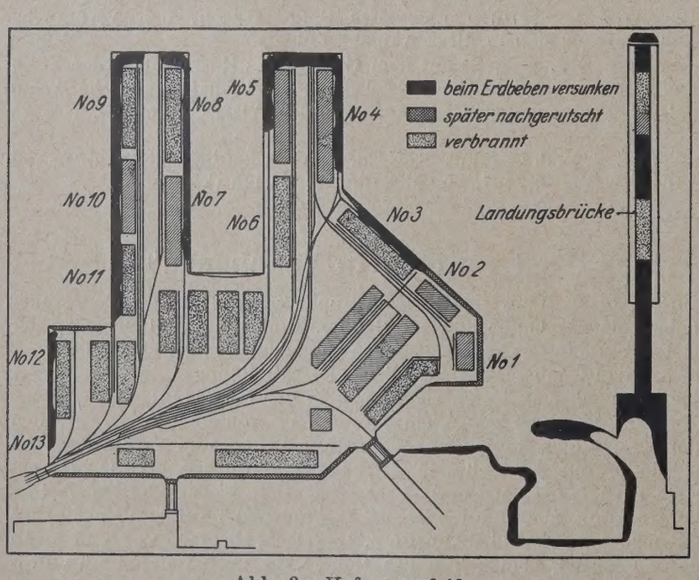


Abb. 3. Hafengrundriß.

unter umfangreicher Verwendung von Beton vorgenommenen Wiederherstellungsbauten auf und neben dem geborstenen alten Mauerwerk, das (schraffiert) überall deutlich erkennbar ist.

Die dargestellten Arbeiten waren bald nach dem Erdbeben in Angriff genommen worden. Der erste Schritt dazu war die genaue Untersuchung der beschädigten Bauteile, auf Grund deren ein Kostenvoranschlag von 5 Mill. $ für jedes der beiden Baujahre aufgestellt wurde; alsdann mußte das Hafenbecken von den gekenterten kleinen Fahrzeugen, den vom Kai heruntergefallenen Ladekranen sowie von dem versunkenen Beton- und Mauerwerk der zerstörten Kaianlagen gesäubert werden, da die Erschütterungen des Erdbebens und der außergewöhnliche Druck des aufgewühlten Bodens und der eingestürzten Hochbauten die Kaimauern umgekippt, verschoben oder zum Nach-

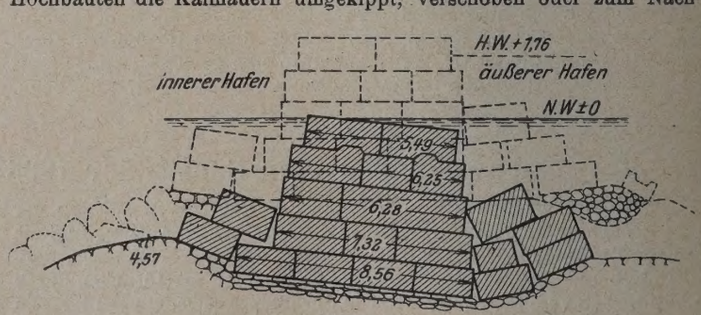


Abb. 4. Wellenbrecher.

rutschen gebracht hatten. Schon im November 1923 begannen die Räumungs- und Hebungsarbeiten sowie das Ausbaggern des nachgestürzten Hinterfüllungsmaterials (Abb. 11). Hierzu waren sechs Schwimmkrane von 15 bis 50 t, sechs Bagger verschiedener Bauart und eine größere Anzahl eiserner und hölzerner Fahrzeuge in Dienst gestellt.

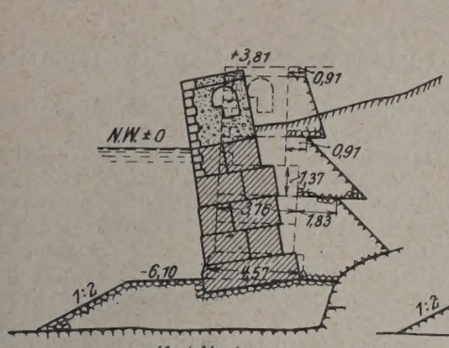


Abb. 5.

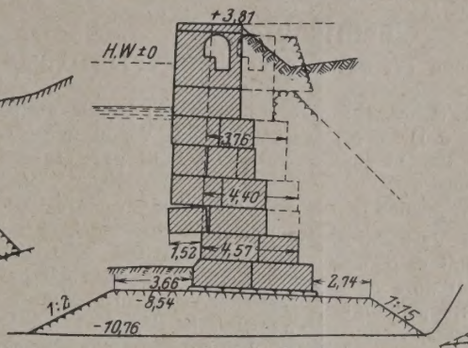


Abb. 6.

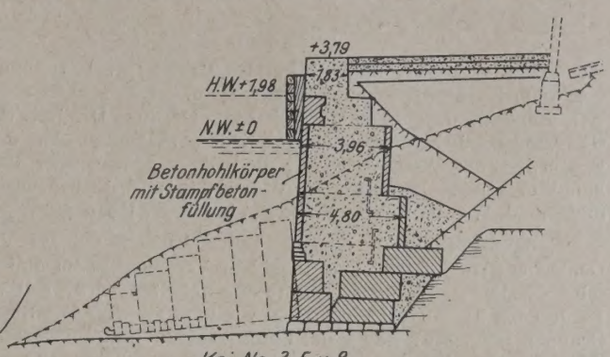


Abb. 7.

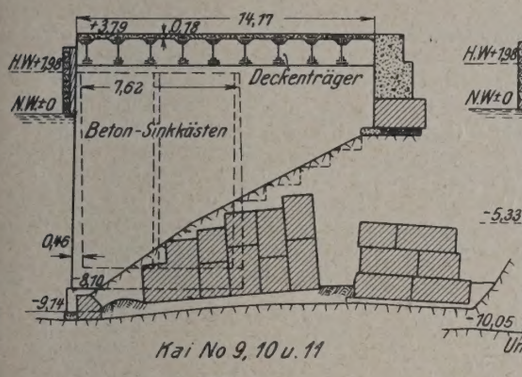


Abb. 8.

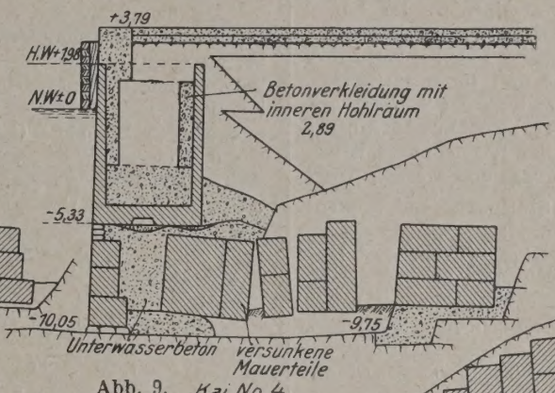


Abb. 9.

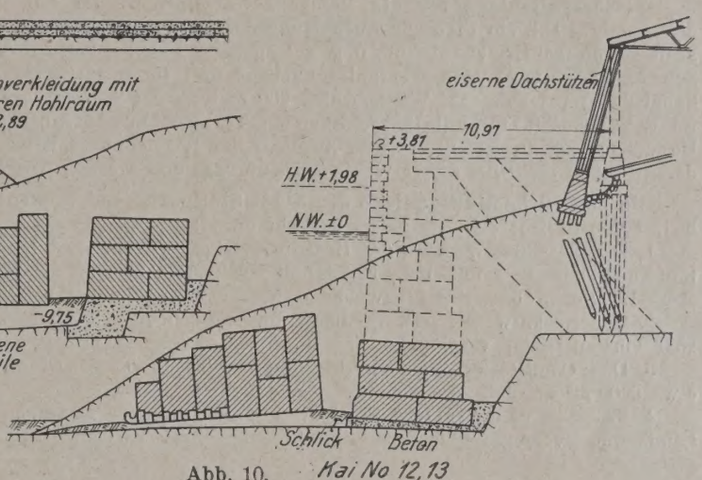


Abb. 10.

Abb. 5 bis 10. Querschnitte der beschädigten und wiederhergestellten Kais Nr. 1 bis 13.

Noch vorher waren Werk- und Lagerplätze für die Aufstellung und Aufbewahrung der Baumaschinen und Baustoffe, für die Mischanlage und die Herstellung der Betonsenkkasten und Werkstücke anzulegen und einzurichten. Alsdann wurden zuerst der Wellenbrecher, dann die Landungsbrücke, schließlich die Kaianlagen in Angriff genommen. Nach Abb. 4 hatte der Wellenbrecher aus großen Steinblöcken bestanden; er hatte sich — zum Teil geborsten — infolge der Erderschütterungen gesenkt und lag jetzt mit seiner Oberkante unter N.W. Bei der Wiederherstellung wurden die alten Betonblöcke von rd. 7 t Gewicht nach Möglichkeit wiederverwendet, doch mußte man daneben auch in großem Umfange zu Erneuerungsarbeiten schreiten, indem zum Teil Beton in Säcken auf und zwischen das geborstene alte Blockmauerwerk eingebracht wurde, zum Teil aber von einem schwimmenden Bedienungsgerüst aus unter Wasser betoniert wurde.

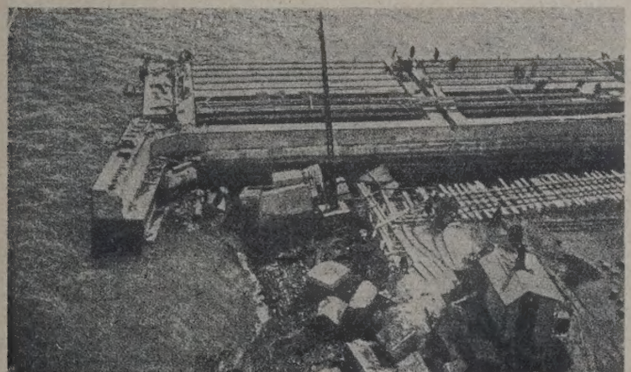


Abb. 11. Bauaufnahme während der Bergungs- und Säuberungsarbeiten im Hafenbecken.

Im April 1924 war der neue Wellenbrecher vollendet und durchgehend auf eine Höhe von 2,9 m über N.W. gebracht. In ähnlicher Weise wurden später auch die Kais Nr. 2 u. 6 wiederhergestellt.

Obschon die Landungsbrücke, wie aus Abb. 3 ersichtlich ist, ebenfalls stark beschädigt war, war ihre behelfsmäßige Ausbesserung immerhin soweit möglich, daß sie für den Personenverkehr benutzbar wurde. Ein älterer Teil der Landungsbrücke hatte aus Holzbalkenlagen auf Stahlrohrpfählen bestanden und war eingestürzt oder verbrannt; die spätere Erweiterung dagegen war als Betondecke auf Betonpfählen ausgeführt, und dieser Teil hatte nur wenig gelitten; die endgültigen Wiederherstellungsarbeiten der Brücke stehen noch bevor.

Für den Aufbau der Kais 9 und 11 (Abb. 3 u. 8) sah der Entwurf eine Eisenbetondecke zwischen Walzträgern auf Eisenbetonpfeilern vor; die 20 Senkkasten für die Pfeiler, von denen 9 Stück je 10 m tief und 300 t schwer, 11 Stück rd. 9 m tief und 240 t schwer waren, wurden — in einer Bauzeit von zwei Monaten — im Trockendock hergestellt (Abb. 12); im Mai 1924 war auch dieser Teil der Arbeit abgeschlossen.

Kai Nr. 4 wurde in der Weise erneuert, daß nach Abb. 9 die Zwischenräume zwischen den geborstenen und gesunkenen Blocks durch Schüttbeton ausgefüllt und auf den so gewonnenen Unterbau Betonsenkkasten versetzt wurden, die man mit Stein- oder Kiesschüttung teilweise füllte und mit Stampfbeton auskleidete.

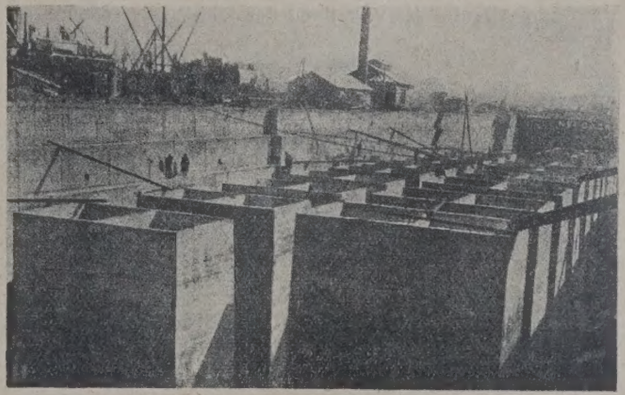


Abb. 12. Herstellung der Eisenbetonsenkkasten für den Wiederaufbau der Kaimauern.

Die Kais Nr. 3, 5, 8, 12 u. 13 wurden, nachdem auch hier aus gesunkenen Blöcken und Schüttbeton ein Unterbau hergestellt war, nach Abb. 7 aus Hohlblöcken von 2,75 m Höhe zusammengesetzt, die nach dem Versetzen ausgestampft und deren Stöße durch schwere Eisenanker gesichert wurden.

Nach Vollendung der Grund- und Mauerwerkbauten wird nunmehr auch der Wiederaufbau der eingestürzten und verbrannten Hochbauten in Angriff genommen.

A. Kittel.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das soeben ausgegebene Heft 6 enthält u. a. folgende Beiträge: Dr. ing. Dr. jur. Randzio: Guß- und Schüttbeton bei neueren Kraftwerksbauten. Dr. u. Dr. e. h. F. Emperger: Wettbewerb für die Brigitta-Brücke über den Donaukanal in Wien. Ingenieur M. Viscardini: Erdbebensichere Gründungen. J. Wachsmann: Nomographie in der Eisenbetonberechnung.

Bauausstellung in Essen. Unter Mitwirkung des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, der im Juli in Essen seine diesjährige Wanderversammlung abhalten wird, soll dort vom 18. Juli bis 31. August eine Bauausstellung stattfinden. Sie soll fünf Gruppen umfassen: Baustoffe, Baumaschinen und Baugeräte, neuere Baukonstruktionen, Industriebau, Ausstellung des Verbandes D. A.- u. I.-V. Ausstellungsbureau: Essen, Bureauhaus „Glückauf", Zimmer 12.

Wasserkraftanlage für die Reichenhaller Saline. Im Laufe dieses Jahres soll ein Plan zur Ausnutzung der Schwarzbach-Wasserkraft bei Jettenberg zur Ausführung gelangen. An den Quellen des Schwarzbaches wird eine Wehranlage gebaut und in einem Hangkanal das Wasser auf ein Wasserschloß 200 m über der Talsohle geführt. Von dort aus führt die Druckleitung zum Turbinenhaus Jettenberg. Der erzeugte elektrische Strom wird an die Saline Reichenhall geleitet, deren Umbau mit Hilfe dieser Wasserkraft durchgeführt werden wird.

Die neue Schnellfilteranlage der Stadt Stuttgart. Der Wasserbedarf von Stuttgart wurde bisher gedeckt durch:

1. Das Seewasserwerk an der Hasenbergsteige. Dieses wird aus fünf künstlichen Seen mit einem Nutzinhalt von 980 000 m³ und einem etwa 19 km² großen, meist bewaldeten Niederschlaggebiet gespeist.
2. Das Neckarwasserwerk in Berg, das täglich im Höchstfalle 25 000 m³ zu leisten vermag.
3. Das Cannstatter Wasserwerk, dessen höchste Tagesleistung etwa 6000 m³ beträgt.
4. Seit dem Jahre 1917 ist Stuttgart außerdem an die staatliche Landeswasserversorgung angeschlossen, die bei einer Höchstleistung von täglich etwa 70 000 m³ an Stuttgart täglich 40 000 bis 44 000 m³ abgeben kann.

Abb. 1. Lageplanskizze von Stuttgart mit Angabe der Verteilung der vier Wasserarten.

Aus Abb. 1 ist die Verteilung dieser vier verschiedenen Wasserarten auf das Versorgungsgebiet ersichtlich.

Schon bald nach Inbetriebnahme der Landeswasserversorgung zeigte sich, daß es nicht angängig ist, die Deckung des Wasserbedarfs der Stadt, der im Jahre 1921 bis auf nahezu 70 000 m³/Tag anstieg, vorwiegend von der Lieferfähigkeit der Landeswasserversorgung abhängig zu machen, man entschloß sich deshalb, die örtlichen, eine größere Betriebssicherheit gewährenden Anlagen auszubauen. Nach Lage der Verhältnisse konnte hierfür nur eine Erweiterung des Neckarwasserwerks Berg in Frage kommen.

Wir entnehmen dazu einem ausführlichen Berichte von Reg.-Baumstr. Link, Direktor des städtischen Wasserwerks Stuttgart, in Heft 40 bis 42 der Wochenschrift „Das Gas- u. Wasserfach" die nachstehenden Angaben:

Da für spätere Zeit eine Wasserversorgung aus dem Schwarzwald geplant ist, so kommt dem Neckarwasserwerk zunächst die Aufgabe zu, bis zur Durchführung der Schwarzwaldwasserversorgung bei einer Betriebseinstellung der Landeswasserversorgung den wesentlichen Teil des Wasserbedarfs der Stadt zu liefern, abzüglich der Leistungen des Seewasserwerks und der Cannstatter Grundwasserfassung (Böschquelle). Die drei eigenen Wasserbezugsquellen: das Seewasserwerk, die Cannstatter Grundwasserfassung und das Neckarwasserwerk leisteten seither ohne unzulässige Überlastung zusammen 10 000 + 6000 + 25 000 m³ = 41 000 m³. Bei einem Versagen der Landeswasserversorgung mußte demnach an allen Tagen mit einem größeren Wasserverbrauch als 41 000 m³ Wassermangel eintreten. Mehr als 41 000 m³ wurden benötigt:

1918	an 16 Tagen	1921	an 130 Tagen
1919	„ 50 „	1922	„ 52 „
1920	„ 26 „		

Der vom Wasserwerk beim Gemeinderat gestellte Antrag auf Herstellung einer Schnellfilteranlage samt Zubehören mit einer Tagesleistung von 30 000 m³ und einem Kostenaufwande von 4 750 000 R.-M. wurde am 4. August 1921 genehmigt.

Bei der Planung der Anlage war man vor die Aufgabe gestellt, die Neuanlage der vorhandenen Langsamfilteranlage möglichst gut einzufügen, so daß im späteren Betriebe beide Anlagen gleichzeitig oder jede Anlage für sich allein je nach dem Wasserverbrauch arbeiten können, ferner, daß die Herstellung der neuen Verbindungsleitungen und die Neuanlage selbst einen möglichst geringen Kostenaufwand verursachen. Letztere Forderung konnte dadurch erfüllt werden, daß das eigentliche Schnellfiltergebäude über einem der offenen Langsamfilter zur Aufstellung kam, das im späteren Betriebe als Reinwasserbehälter benutzt werden konnte. Die Umfassungswände des alten Filterbeckens bilden gleichzeitig die Fundamente für das Schnellfiltergebäude, so daß bei den Grab- und Betonarbeiten mit dieser Anordnung erhebliche Ersparnisse zu erzielen waren. Das aus dem Filterbecken angefallene Material aus groben und feinkörnigen Kiesen und quarzigem Mainsand fand zu den Beton- und Eisenbetonarbeiten Verwendung. Außerdem konnte aus dem Mainsand der gesamte für die Füllung der Schnellfilterbottiche erforderliche Sand ausgesiebt werden (Abb. 2).

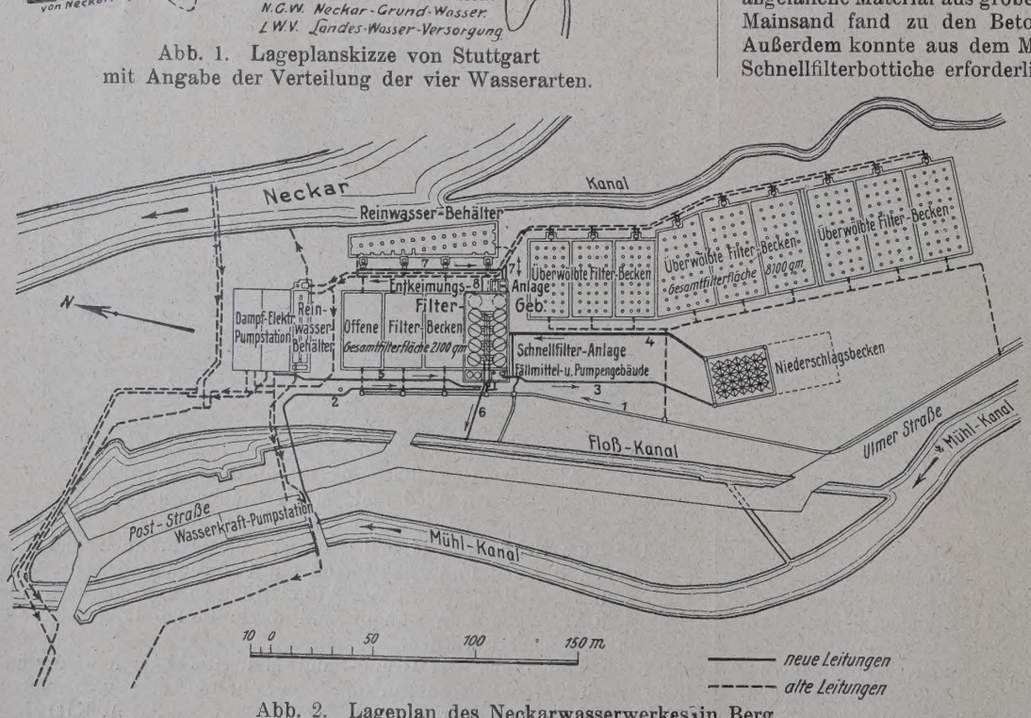


Abb. 2. Lageplan des Neckarwasserwerkes in Berg.

Auf der Vorderseite des Schnellfiltergebäudes wurden in einem Vorbau die Fällmittelanlage zur Aufbereitung der Fällmittel, Eisensulfat bezw. Aluminiumsulfat und Kalk, sowie das Rohwasserpumpwerk untergebracht. Auf der Rückseite des Gebäudes wurde die Entkeimungsanlage angeordnet (Abb. 3).

Gewisse Schwierigkeiten machte die Anordnung des Niederschlagbeckens, da das Rohwasser, das mit natürlichem Gefälle von den Entnahmestellen des Flusses nach dem Rohwasserpumpwerk geleitet wird, dort gehoben werden muß, um auf die Schnellfilter zu gelangen. Diese Forderung bedingte auch, daß das Niederschlagbecken mindestens auf die Höhe der Schnellfilterbottiche zu legen war. Von der früheren Annahme, das Niederschlagbecken über die danebenliegenden offenen Langsamfilter zu legen, wurde abgegangen wegen der hohen Kosten für Ausführung des Unterbaues. Das Niederschlagbecken wurde daher unter Ausnutzung der Geländе-

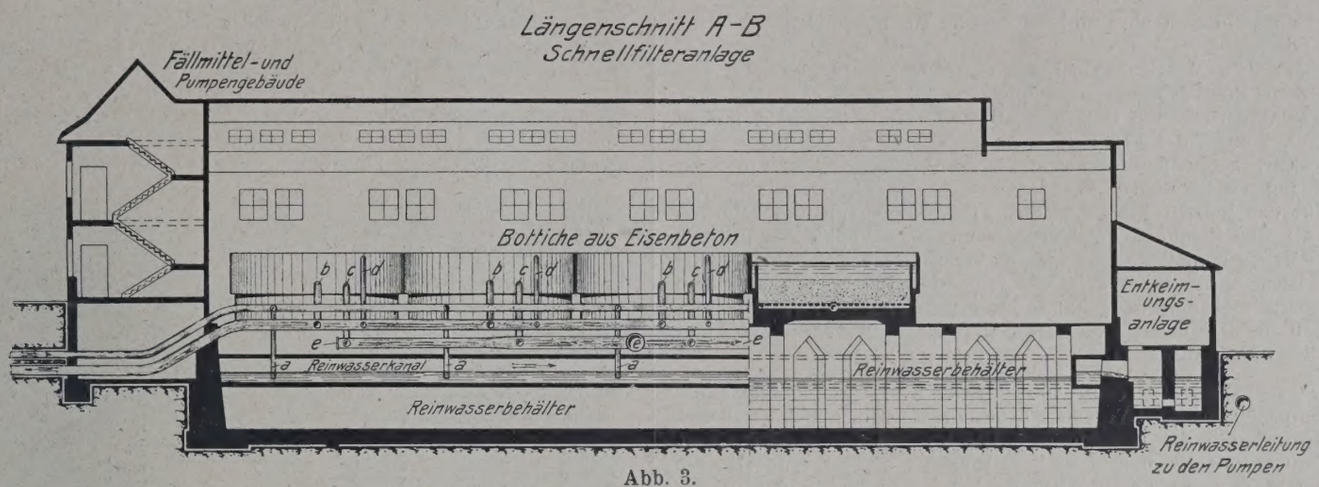


Abb. 3.

verhältnisse auf einer kleinen Geländeerhebung in etwa 100 m Entfernung vom Schnellfiltergebäude hergestellt.

Das Neckar-Rohwasser wird wie seither einerseits unmittelbar oberhalb des Berger Wehrs, anderseits aus dem Mühlkanal entnommen und der Rohwasserkammer in einem 880 m langen Kanal von 850 mm l. W. mit natürlichem Gefälle bezw. in einer 170 m langen, 500 mm weiten gußeisernen Heberleitung zugeführt. Der Pumpenraum befindet sich in einem Anbau des Filtergebäudes, in dem auch die Einrichtungen für die Aufbereitung und Dosierung der Fällmittel untergebracht sind. Die Fällmittel, Kalk und Eisensulfat oder Aluminiumsulfat, werden dem Rohwasser an den Saugrohrenden in gelöster Form beigemischt. Zur Förderung des Rohwassers nach dem etwa 5 m höher gelegenen Niederschlagbecken dienen drei Pumpwerke, bestehend aus zwei Kreiselpumpen mit je 350 l/Sek. Leistung und einem 65 pferdigen Drehstrommotor von 3000 V Spannung sowie einer Kreiselpumpe von 45 l/Sek. Leistung. Nach Ausfällung der Schwebestoffe im Niederschlagbecken wird das Wasser mittels einer 800 mm weiten Eisenbetonrohrleitung auf die acht Schnellfilter im Filtergebäude geleitet, das über dem am weitesten neckaraufwärts gelegenen offenen Filterbecken errichtet ist. Nachdem das Filtrat in der am östlichen Ende des Filtergebäudes angeordneten Chlorgasanlage entkeimt ist, gelangt es zum Reinwasserbehälter, aus dem es durch die Fördermaschinen entnommen wird. Die Anlage für die Kalkmilchaufbereitung ist im östlichen Teil des zweistöckigen Fällmittelgebäudes untergebracht.

Die Eisensulfataufbereitung und Dosierung geschieht von dem im Obergeschoß befindlichen Vorratslager aus, wo das Eisensulfat in einen Fülltrichter eingebracht und von hier durch Öffnen einer Drosselklappe in den im Erdgeschoß aufgestellten Lösebehälter aus Steingut geleitet wird, über dem ein mit kleinen Öffnungen versehenes, an die Druckwasserleitung angeschlossenes Spritzrohr angeordnet ist.

Die Abmessungen des Niederschlagbeckens wurden auf Grund von Ausflockungsversuchen zunächst so klein wie möglich gewählt und die spätere Erweiterung, die im nächsten Sommer wohl zur Durchführung kommen wird, dabei im Auge behalten. Je nach Beschaffenheit des Rohwassers beginnt die Ausflockung nach Verlauf von $^1/_2$ bis 1 Std., weshalb damit gerechnet werden konnte, daß bei etwa einstündigem Aufenthalt des Rohwassers im Niederschlagbecken im abfließenden Wasser in der Regel nicht mehr Flocken enthalten sein werden, als zur Bildung einer Filterschicht erwünscht sind.

Das rechteckige Becken ist 23,42 m breit und 28,05 m lang mit befestigten Böschungen und 30 pyramidenförmigen Vertiefungen in der Sohle zur Schlammabführung. Ohne die Vertiefungen beträgt der Beckeninhalt ungefähr 1200 m³, d. h. die größte Stundenleistung, während die Vertiefungen einen Inhalt von zusammen 500 m³ aufweisen. Das Wasser wird dem Becken auf der einen Schmalseite durch einen 19,8 m breiten Überfall zugeleitet, zwischen Leitwänden geführt und an der Schmalseite ebenfalls durch einen Überfall entnommen. Nimmt man an, daß nur die über den Vertiefungen vorhandene Wassermenge in Bewegung ist, so beträgt die Wassergeschwindigkeit höchstens 7 bis 8 mm/Sek. (Abb. 4 u. 5).

Die acht Schnellfilter, Siebkopffilter, sind in dem aus Holzfachwerk hergestellten 20,35 × 37,93 m großen Filtergebäude untergebracht, das außerdem noch Raum für zwei weitere Filter gewährt. Die Filter sind in zwei Reihen zu je vier Stück angeordnet und lassen einen etwa 4 m breiten Mittelgang für die Bedienung frei. Der innere Durchmesser eines Filters beträgt 6,4 m, so daß jedes 32,1 m² groß ist und alle acht Filter zusammen eine Fläche von 257 m² besitzen; die höchste Filtergeschwindigkeit bei 30 000 m³ Tagesleistung beläuft sich hiernach auf etwa 120 m/Tag.

Jedes Filter ruht auf einem Unterbau aus sechs Pfeilern in Stampfbeton, die oben durch einen Ring verbunden sind; der obere Teil der Bottiche besteht aus zwei gleichachsigen Ringen, um das Rohwasser gleichmäßig auf die ganze Filterfläche zu verteilen. Sämtliche vom Wasser berührten Flächen sind mit wasserdichtem Zementglattstrich versehen.

Die Filter 6, 7, 8 und 9 enthalten eine 75 cm starke Schicht aus Quarzsand mit Korngrößen von 0,4 bis 0,8 mm, die Filter 1, 2, 3 und 4 eine 90 cm starke Sandschicht mit 0,4 bis 1,0 mm Korngrößen. Unter der eigentlichen Filterschicht befindet sich eine Schicht von insgesamt 28 cm Stärke, und zwar von oben nach unten zunächst eine Lage von 16 cm in Korngrößen von 2 bis 4 mm, sodann zwischen den Siebköpfen eine 12 cm starke Schicht mit Korngrößen von 4 bis 10 mm.

Zur Unterstützung des Spülwasserstromes beim Reinigen der Filter dienen die Rührwerke, von denen je vier an eine gemeinsame

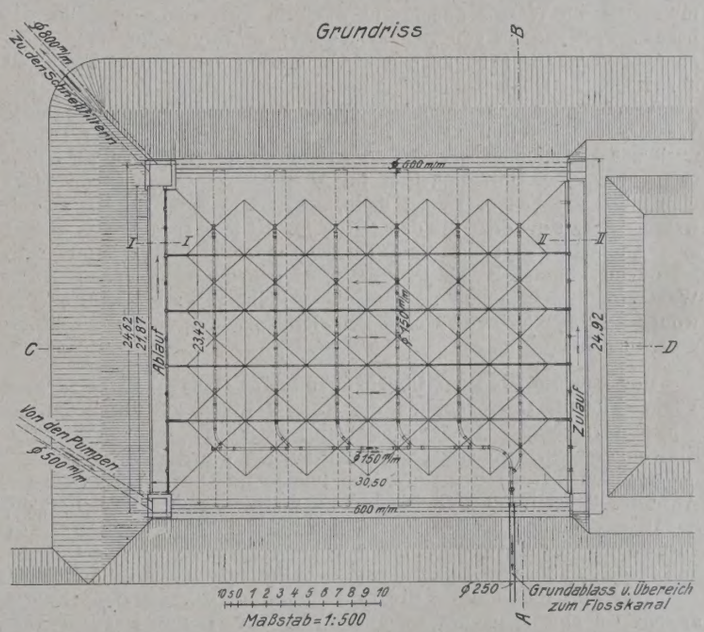


Abb. 4. Niederschlagbecken.

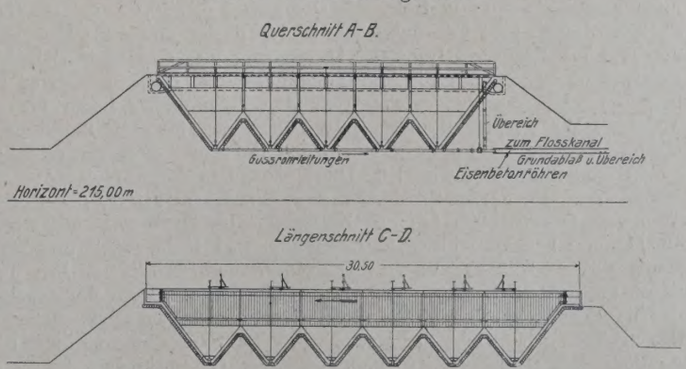


Abb. 5. Querschnitte durch das Niederschlagbecken.

Welle angeschlossen sind mit Ein- und Ausrückvorrichtungen für jedes Filter.

Unter dem Mittelgang befinden sich leicht zugänglich die verschiedenen Rohrleitungen für Rohwasser, Reinwasser, Spülwasser, Schlammabführung und Übereich. Die zur Bedienung notwendigen Schieber, an jedem Filter fünf Stück — für Rohwasser, Reinwasser, Spülwasser, Schlammabführung und Einfiltrieren —, werden vom Mittelgang aus betätigt.

Für den Betrieb jedes einzelnen Filters sind Apparate erforderlich, die den Zulauf des Rohwassers und den Abfluß des Filtrats, dessen Menge ohne Rücksicht auf den Verschmutzungsgrad des Filters stets gleichbleiben soll, regeln, die ferner ein Leerlaufen des Filters verhindern und den Widerstand des Filters anzeigen; es sind dies der Zuflußregler, der Ausflußregler, die Selbstschlußvorrichtung und der Filterwiderstandsanzeiger.

Wasser zum Anmachen von Beton. In einer amerikanischen Baustoffprüfanstalt sind Versuche angestellt worden, um zu ermitteln, welchen Einfluß die Beschaffenheit des Wassers auf die Festigkeit des Betons hat; sie haben zu dem Ergebnis geführt, daß sich die meisten Wässer zur Betonbereitung eignen. Es wurde davon ausgegangen, daß als geeignet zum Mischen des Betons alle Wässer angesehen werden, bei deren Verwendung sich nach 28 Tagen eine Festigkeit von mindestens 85% der Festigkeit eines sonst gleichen, aber mit reinem Wasser angemachten Betons ergibt. 68 verschiedene Sorten Wasser wurden untersucht; es befanden sich darunter Seewasser und Alkalien enthaltende Wässer, Wässer aus Sümpfen, Bergwerken und mit mineralischen Beimengungen, Fabrik- und städtische Abwässer und endlich Kochsalzlösungen. Dabei ergaben Festigkeiten von weniger als 85% der Festigkeit der Vergleichskörper nur saure Wässer, Abwässer aus Gerbereien und Farbenfabriken, ein besonderes Mineralwasser, sowie ein Wasser mit mehr als 5% Kochsalzgehalt. Hierdurch wird die Ansicht bestätigt, daß es mindestens bedenklich ist, bei Betonarbeiten im Winter dem Wasser Kochsalz beizumischen, um die Gefahr des Ausfrierens zu beseitigen. 5% Salzzusatz ergeben einen um etwa 3,5° erniedrigten Gefrierpunkt des Wassers, verringern aber die Festigkeit um 30%. Die Abbindezeit war bei Beton, der mit unreinem Wasser angemacht war, im wesentlichen dieselbe wie bei der Verwendung von reinem Wasser; es kamen nur einige Ausnahmen vor. Die Probekörper, die eine stark verminderte Festigkeit aufwiesen, hatten meist auch langsamer abgebunden, doch kann aus der Verzögerung des Abbindens noch nicht auf die Eignung eines Wassers zur Bereitung eines Betons mit zufriedenstellender Druckfestigkeit geschlossen werden. Als Ergebnis der Versuche wird ausgesprochen, daß Unreinigkeiten im Anmachwasser dem Beton nicht nennenswert schaden, es sei denn, daß sie in größerer Menge auftreten. Sehr schädlich für den Beton ist die Beimengung von Zucker zum Anmachwasser; da diese Tatsache aber bereits bekannt war, ist davon abgesehen worden, die hier angedeuteten Versuche auf Wasser mit Zuckergehalt auszudehnen. Solches Wasser wird sich ja wohl auch im allgemeinen ohne Schwierigkeit von der Betonbereitung ausschließen lassen. Wkk.

Der neueste Plan zur Überbrückung des Hudson-River in New York. Für die Überbrückung des Hudson-River, die durch die ungeheuere räumliche Ausdehnung von New York, das heute 9 Mill. Einwohner zählt, notwendig geworden ist, ist, wie die Schw. Bztg. berichtet, ein Entwurf des Schweizer Ingenieurs O. H. Ammann zur Ausführung bestimmt, der bereits in der „Bautechnik“ 1924, Heft 40, S. 441, gelegentlich der Beschreibung eines von W. Schachenmeier vorgeschlagenen Entwurfes kurz erwähnt wurde. Es ist eine Öffnung von 1463 m zu überbrücken, die nach dem Entwurf in drei Teilöffnungen von 213,35 m, 1056,3 m und 213,35 m unterteilt wird. Als Hauptträgersystem ist eine Hängebrücke mit Fachwerkversteifungsträgern vorgesehen. Auch der Querschnitt der Brücke hat ungewöhnliche Abmessungen. Es sind in Höhe des Obergurtes des 10,7 m hohen Versteifungsträgers eine Fahrbahn von 24,4 m Breite und zwei Fußwege von je 4,5 m Breite, in Höhe des Untergurtes vier elektrische Schnellbahnwege vorgesehen. Die Lichthöhe über dem Hudson wird 64 m betragen. Die die Hängegurte tragenden Strompfeiler ragen 210 m über den Wasserspiegel hinaus und sollen aus einer mit Beton umhüllten Eisenkonstruktion bestehen, bei der der Beton statisch mit zum Tragen herangezogen wird. Die Hängegurte sind zwei aus Augenstäben zusammengesetzte Ketten aus einem Werkstoff, der durch Temperverfahren 8000 kg/cm² Festigkeit besitzen soll und mit 4000 kg/cm² beansprucht wird. Bemerkenswert ist die verhältnismäßig große Biegsamkeit der Versteifungsträger, deren Höhe nur $^1/_{120}$ der Spannweite beträgt. Auch der wagerechte Windverband hat nur $^1/_{38}$ der Spannweite als Trägerhöhe und ist verhältnismäßig schwach, wozu das große Eigengewicht der Ketten und der Fahrbahn mit ihrer bedeutenden Eigenstabilität berechtigte. Die Gesamtkosten des Bauwerks sind auf 35 Mill. Dollar veranschlagt. Gr.

Eisenbahnbrücke über den Nors-älv in Schweden. Die Zunahme der Verkehrslasten auf den Eisenbahnen macht eine erhebliche Verstärkung der Brückenbauten notwendig. Diese Aufgabe wird bei eisernen Brücken vorteilhaft durch Ummantelung der eisernen Trägerteile mit Eisenbeton gelöst, wobei zuweilen auch die Trägerform vollkommen geändert wird. Die Kosten für derartige Brückenverstärkungen betragen in günstigen Fällen nur rd. 25% der Kosten für neue

Brücken. Nachdem wir in der „Bautechnik“ 1925, Heft 3, S. 31 bereits über die Verstärkung der gußeisernen Rhônebrücke bei La Voulte berichtet haben, bringen wir nach den V. D. I.-Nachrichten nebenstehend ein Bild der verstärkten Eisenbahnbrücke über den Nors-älv. Die Brücke bestand ursprünglich aus fünf je 31 m weit gespannten Fachwerk-Parallelträgern mit gekreuzten Diagonalen. Zur Verstärkung wurden die Fachwerkstäbe mit Beton umgossen und in den drei Mittelöffnungen Zweigelenkbogen, in den Mitten der Endfelder Pendelpfeiler aus Eisenbeton errichtet.

Eine ungewöhnliche Verschiebung einer Donaukanalbrücke zwischen dem IX. und XX. Bezirk in Wien ist in Heft 6 der Z. d. V. D. I. 1925 beschrieben. Das 670 t schwere Bauwerk sollte als Notbrücke bis zur Fertigstellung der neuen Brücke Verwendung finden und wurde zu diesem Zweck um rd. 20 m stromaufwärts in der Weise verschoben, daß man das ganze Tragwerk zunächst durch Flüssigkeitsdruckpressen anhob, die des Frostes wegen mit Glyzerin betrieben wurden. Hierauf wurde das Gerüst auf aneinander gekoppelte flache eiserne Wagen gestellt, die auf Schienen liefen; mittels Winden, die mit Flaschenzügen ausgerüstet waren und dadurch Handbetrieb gestatteten, wurde die Verschiebung der Brücke in $2^1/_4$ Stunden glatt bewerkstelligt. Die Ausführung, der umfassende und sorgfältige Vorarbeiten und Versuchsbelastungen vorausgingen, erforderte einen Kostenaufwand von 1,2 Milliarden Kronen, während für den Neubau einer Notbrücke etwa das Fünffache notwendig gewesen wäre. Die Unterbrechung des Fußgängerverkehrs dauerte nur wenige Stunden, die des Straßenbahn- und Fuhrwerkverkehrs einige Tage.

Wettbewerb um eine Hochbrücke über den Hafen von Kopenhagen. Die Stadt Kopenhagen erläßt ein Preisausschreiben für eine Hochbrücke über den Hafen der Stadt. Es handelt sich um Entwurfzeichnungen usw., für die drei Preise von insgesamt 35 000 dän. K. zur Verfügung stehen. Der erste Preis wird mindestens 15 000 dän. K. betragen. Als Preisrichter wirken Mitglieder der Stadtverwaltung und Ingenieure, die von der Stadt und dem Dänischen Ingenieurverein und Akademischen Architektenverein gewählt werden. Die Bedingungen für die Teilnahme an dem Wettbewerb sind gegen Hinterlegung von 100 dän. K. vom Stadsingenigrens Kontor, Kopenhagen, Radhuset, einzufordern. Die Entwürfe sind bis zum 1. September d. J. einzureichen.

Die längste Hängebrücke der Welt, die Bear-Mountain-Brücke über den Hudsonstrom (Abb. 1), einige Meilen oberhalb Peekskill N. Y., ist am 26. November 1924 fertiggestellt und am folgenden Tage dem Verkehr übergeben worden. Sie besitzt eine Spannweite von 498 m und ist, was die Hängekabel, die Fachwerkträger und die Betonierung der Fahrbahnplatte anbelangt, in außerordentlich kurzer Zeit ausgeführt worden. Der Bau der Turmpfeiler, die Stollenarbeiten für die Kabelverankerung und die Anlage der Anfahrtstraßen fanden z. T. im Winter statt und stellen — wenn auch vielleicht nicht in demselben Maße wie der Oberbau — dennoch, wie Howard C. Baird in „Engg.

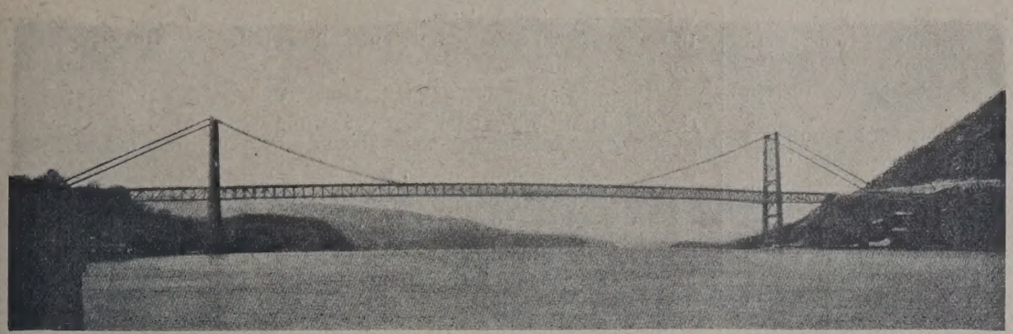


Abb. 1. Ansicht.

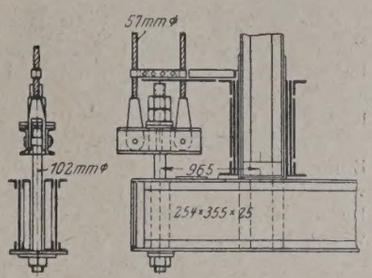


Abb. 2. Aufhängung der Brückenfahrbahn.

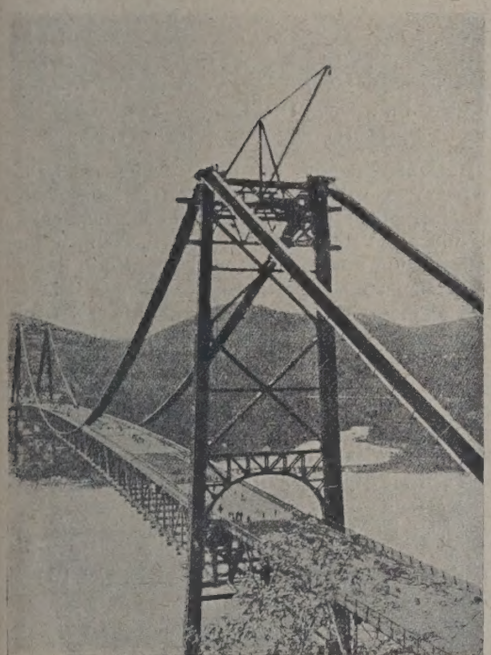


Abb. 5. Turmansicht.

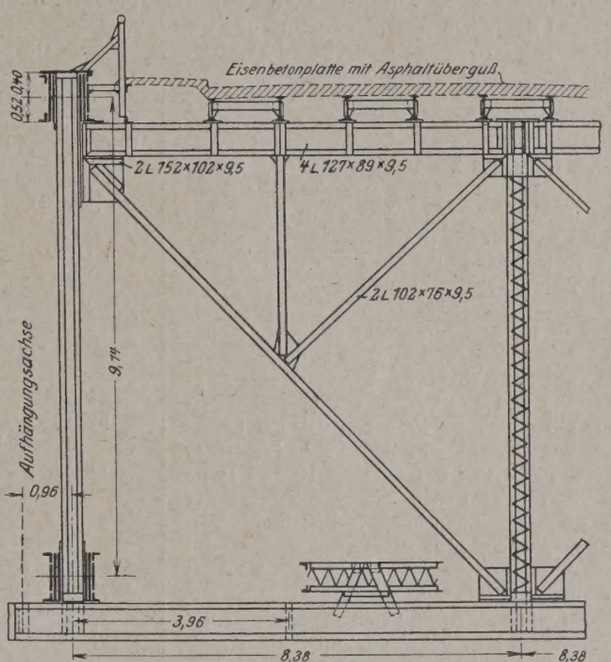


Abb. 3. Brückenbahn.

bestand aus Beton auf tragfähigem Felsboden. Als Beanspruchung durch Winddruck waren für die Türme, die der Witterung naturgemäß in erster Linie ausgesetzt sind, rd. 75 kg f. 1 m² getroffener Fläche angenommen, dazu tritt für das gesamte Bauwerk eine weitere Belastung von 45 kg/m². Die Verankerung eines Kabels besteht aus 74 Lochstangen bezw. aus je zwei für jeden der 37 Stränge, in die es sich an den Enden teilt und die um gußstählerne, mit Haltestiften versehene Scheiben laufen. Die Einzelheiten für die Übertragung der gewaltigen Kabelbeanspruchungen auf die Felsen sind aus Abb. 6 ersichtlich.

Ki.

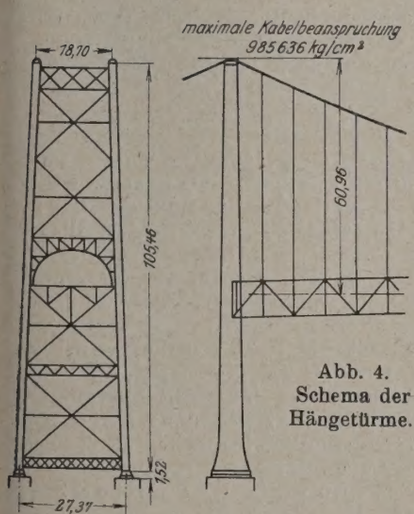


Abb. 4. Schema der Hängetürme.

News-Rec." vom 4. Dezember 1924 feststellt, mit einer Bauzeit von nur 18 Monaten einen in der Tat bemerkenswerten Rekord im Bau großer Brücken dar.

Jedes Hängekabel besteht aus 7252 Stahldrähten von 0,192 Zoll (d. s. rd. 5 mm) Durchm. von 15 155 bis 15 466 kg/cm² Festigkeit; Gußstahllager übertragen die Last der Kabel auf die Türme; aus Abb. 2 ist die Aufhängung der Brückenbahn ersichtlich, deren Eisenkonstruktion Abb. 3 im Querschnitt wiedergibt.

Die Türme sind rd. 107 m hoch und haben eine Breite von rund 27 m am Fuße und 18,7 m an der Spitze; ihre Ausführung geht aus der schematischen Darstellung Abb. 4 sowie aus Abb. 5 hervor: Als Baustoff für das Turmgerüst diente Baustahl amerikanischer Normenfestigkeit (A.R.E.A.), der Unterbau

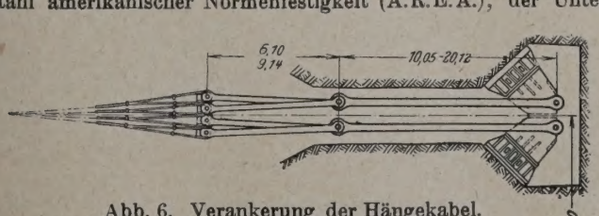


Abb. 6. Verankerung der Hängekabel.

Über die Hedschasbahn, die durch die politischen Ereignisse der neuesten Zeit in Westarabien, die Eroberung Mekkas durch die Wahabiten und die Abdankung des bisherigen Königs von Hedschas, zurzeit besonderes Interesse weckt, entnehmen wir der D. A. Z. vom 23. Januar 1925 folgende Mitteilungen:

Der Gedanke, die Städte Medina und Mekka an das türkische Eisenbahnnetz anzuschließen, stammt von Jzzet Pascha El A'abed aus Damaskus, dem zweiten Sekretär des Sultans Abdul Hamid II.

Der Bau einer durchgehenden Bahn vermied nicht nur die Unbequemlichkeiten und Gefahren der früheren Pilgerkarawanen, sondern war auch geeignet, das Ansehen des Sultans zu heben, und Abdul Hamid befahl daher im Jahre 1897 die Ausführung des Planes. Die Kosten wurden zum Teil durch freiwillige Beiträge aufgebracht.

Der Bau begann bei Muserib, wo die Bahn Damaskus—Haifa scharf nach Westen abbiegt, etwa 90 km südlich von Damaskus, und erreichte zunächst Derat im Südosten. Von hier wurde nach Norden eine Parallelstrecke nach Damaskus geführt, während die Südstrecke über Amman nach Maan und dann in südöstlicher Richtung nach Medina gebaut wurde. Da die Transportkosten für das Bau- und Fahrmaterial von Norden her sich zu hoch stellten, wurde beschlossen, die schon erwähnte Abzweigung von der Damaskusbahn nach Haifa am Mittelländischen Meer zu bauen. Im Jahre 1902 war die Strecke von Damaskus nach Amman fertiggestellt, und 1904 erreichte man bereits Maan. Im gleichen Jahre war die Stichbahn nach Haifa benutzbar. 1907 wurde der südlichste Punkt, Medina, erreicht. Von hier war eine Verlängerung nach Mekka vorgesehen, die jedoch bis heutigen Tages noch nicht hergestellt ist.

Trotzdem nahm die Bahn in den Jahren von 1907 bis 1910 einen großen Strom mohammedanischer Pilger auf und rentierte sich sehr bald. 1912 wurde westlich des Jordan mit einer Abzweigung der Haifa-Damaskus-Bahn bei Affule begonnen, die über Dschennin – Nabulus nach Jerusalem führen sollte. Im Jahre 1914 war in südlicher Richtung Nabulus erreicht.

Bei Ausbruch des Weltkrieges übernahm das türkische Kriegsministerium die gesamten Bahnanlagen. Das bereits für die Vollendung

der Bahn nach Mekka in Medina bereitgelegte Material wurde zur Fertigstellung der Bahn Affule—Jerusalem, zur Anlage von Stichbahnen nach dem Suezkanal und zur Verbreiterung der Strecke Jaffa—Jerusalem auf normale Spurweite verwendet. Diese Arbeiten leitete der Deutsche Meizner Pascha.

Durch den Verlust des Weltkrieges auch für die Türkei und das Eindringen der Entente wurde die Einheitlichkeit der Bahn, die während der Kriegshandlungen zum Teil zerstört war, völlig zerrissen. Im Juni 1923 konnte der erste Zug wieder bis Medina gelangen, wobei unterwegs die noch notwendigen Wiederherstellungen vorgenommen worden waren. — Zwischen Mai und September 1924 wurden bereits wieder 4000 Pilger auf der Bahn nach Medina befördert.

In ihrem jetzigen Zustande leidet die Hedschasbahn daran, daß ihre Verwaltung unter drei verschiedene Verwalter verteilt ist. Der Palästinabahnverwaltung untersteht die Strecke von Haifa nach Akka, eine Küstenstichbahn nach Norden, dann von der Strecke nach Damaskus nur der Teil Haifa—El Hammi, östlich des Jordan, und die Stichbahn nach Süden von Affule nach Jerusalem bezw. Jaffa—Jerusalem. Von El Hammi durchfährt die Bahn in östlicher Richtung das syrische Mandatgebiet Frankreichs, das hier die Verwaltung führt, und erst bei dem Knie von Derat beginnt wieder die Verwaltung der Palästinabahn. Diese reicht wiederum nur bis Amman, woselbst die Verwaltung durch das Königreich Hedschas bis Medina einsetzt. Wenn nun auch das eintreten würde, was die Engländer gern erreichen möchten, daß die Bahn ganz ihrer Verwaltung untersteht, so werden die Franzosen doch niemals die Verwaltung des erwähnten Zwischenstücks aufgeben. In diesem Falle würde also die Bahn immer noch verwaltungstechnisch in zwei Teile zerrissen bleiben.

Der Arthurs-Paß-Tunnel in Neuseeland. Der Eisenbahnbau hat in Neuseeland zwar schon im Jahre 1860 begonnen, es fehlte aber bis vor kurzem noch an einer Schienenverbindung zwischen den zwei wichtigen Bezirken von Canterbury und Westland an den beiderseitigen Küsten der Südinsel, die nur auf einem Umwege von 650 km Länge zur See voneinander zu erreichen waren. Zwischen ihnen liegen die Südlichen Alpen, die von einer Paßstraße auf beinahe 1000 m Höhe überschritten werden. Die 20 km der Paßstrecke nahmen bei der bisher üblichen Wagenfahrt etwa vier Stunden in Anspruch; im übrigen war die Fahrt auch nicht ungefährlich, weil unterwegs eine Anzahl reißender Flüsse in Furten zu überschreiten waren. Einer der ersten Pläne zum Bau einer Eisenbahn in Neuseeland bezog sich daher auf die Überwindung dieses Passes; die technischen Schwierigkeiten, die der Überschreitung des Gebirges entgegenstanden, und die hohen Kosten, die der Bau erforderte, ließen es jedoch lange nicht zur Ausführung kommen. Gegen Ende des vorigen Jahrhunderts wurden die Pläne wieder aufgenommen, und man entschloß sich, den Paß zu untertunneln. Es dauerte aber immerhin bis 1907, ehe der Tunnelbau vergeben wurde, und bis 1908 und 1909, ehe die Bauarbeiten, erst von einem Ende bei Otira, dann vom andern Ende beim Gipfelbahnhof Arthurs Paß her in Angriff genommen wurden. Die abgelegene Gegend, in der sich der Tunnel befindet, und Schwierigkeiten bei der Anförderung der Baustoffe bereiteten dem Bau schwer zu überwindende Hindernisse; der Unternehmer, dem der Bau übertragen war, konnte die Arbeiten zu dem ausbedungenen Preise nicht ausführen, und nach langwierigen Verhandlungen mit ihm sah sich die Regierung gezwungen, den Bau in eigenen Betrieb zu nehmen. Die Arbeiten schritten bis zum Ausbruche des Krieges rüstig vorwärts, dann trat Mangel an Baustoffen und Arbeitskräften ein, und es hat bis in den August 1918 gedauert, ehe der Tunnel durchgeschlagen wurde. Im Jahre 1924 ist endlich der durchgehende Betrieb auf der ganzen Strecke aufgenommen worden, und zwar auf der Tunnelstrecke mit elektrischen Lokomotiven.

Der Tunnel ist eingleisig; er ist 8,55 km lang und damit der längste im britischen Weltreich. Seine Achse ist gerade. Das Gleis in 1,06 m Spurweite, der Regelspur für Neuseeland, steigt von 483 m Seehöhe am Westende unter 1 : 33 bis auf 743 m Seehöhe am Ostende an. Außer auf kurzen Strecken an den beiderseitigen Enden führt der Tunnel durch festen Fels. Er ist auf der ganzen Länge ausgemauert. Die seitlichen Teile der Ausmauerung sind in Beton hergestellt, das Scheitelgewölbe ist in Betonblöcken gemauert.

Bei der steilen Neigung des Tunnels hielt man Dampfbetrieb für ausgeschlossen. Wegen der hohen Kosten konnte aber nicht gleich auf der ganzen Neubaustrecke elektrischer Betrieb eingeführt werden. Er bleibt daher zunächst auf die 13 km lange Scheitelstrecke beschränkt, auf der außer der Steigung von 1 : 33 im Tunnel noch im Freien eine Steigung von 1 : 37,25 vorkommt. Das Westende des Tunnels mit dem Bahnhof Arthurs Paß bildet zugleich den Scheitelpunkt der Eisenbahn und den Endpunkt der elektrisch betriebenen Strecke. Als Betriebsstrom ist Gleichstrom mit 1500 V Spannung gewählt worden. Als Betriebsleistung ist der Berechnung der Anlagen ein Verkehr von vier Zugpaaren täglich zugrunde gelegt worden, die 1000 t Güter nach dem Osten und 700 t nach dem Westen zu befördern haben. Daneben verkehrt täglich ein Personenzugpaar mit sechs Wagen. Neben den 13 km der freien Strecke waren noch 8 km Nebengleise für elektrischen Betrieb auszurüsten. Wkk.

Einsturz einer Eisenbahnbrücke. Die von den Russen bei der Grenzstadt Mozyrow über den Prypetfluß seit zwei Jahren gebaute, soeben fertiggestellte, strategisch wertvolle Eisenbahnbrücke ist nach der „Berl. Morgenpost“ am 25. Februar 1925 unter der Probelast eingestürzt. Sämtliche Mitglieder des die Prüfung ausführenden Ausschusses fanden dabei den Tod. Nähere Einzelheiten sind noch nicht bekannt.

Vereinheitlichung der technischen Vorschriften für Grundstückentwässerung. Die Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte betreibt zurzeit mit dem Normenausschuß der Deutschen Industrie die Vereinheitlichung der technischen Vorschriften für Grundstückentwässerungsanlagen, die in den meisten Städten als Polizeiverordnung Geltung haben. In dem hierzu gebildeten Arbeitsausschuß befinden sich sechs Vertreter der Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte, drei Vertreter des Reichsverbandes im Installations- und Klempnergewerbe, zwei Vertreter des Reichsverbandes des Tiefbaugewerbes, ein Vertreter des Normenausschusses der Deutschen Industrie. Die Leitung der Vorarbeiten liegt in den Händen von Stadtbaurat Dr.-Ing. Schubert, Gotha.

Festsetzung von Holzabmessungen für den Hochbau in Groß-Berlin. Der Arch.- u. Ing.-Verein, Berlin, der Bund Deutscher Architekten, Landesbezirk Berlin-Brandenburg, der Verband der Baugeschäfte von Groß-Berlin E. V. und der Verein Ostdeutscher Holzhändler und Sägewerke empfehlen, in Zukunft nur noch Verbandshölzer und Balken mit den nachfolgend bezeichneten Querschnittabmessungen, die erfahrungsgemäß geeignet sind, als Lagerware den Hauptbedarf Groß-Berlins zu decken, bei Planungen und Konstruktionen zu verwenden.

I. Verbandshölzer:

a) 8/8 cm, 8/10 cm, 10/10 cm in Durchschnittslängen je nach Bedarf;
b) 10/12 cm, 12/12 cm, 12/14 cm, 12/16 cm, jede dieser Stärken mit 4,50 m Durchschnittslänge;
c) 14/18 cm, rd. 5,00 m Durchschnittslänge.

II. Balken einschließlich Halbholz:

a) für mehrgeschossige Bauten
18 24 cm, 20/24 cm, Halbholz 12/24 cm in Durchschnittslängen von 5,00 bis 6,50 m, hauptsächlich 5,40 bis 6,20 m;
20/26 cm, Halbholz 12/26 cm in Durchschnittslängen von 6,00 bis 7,20 m, hauptsächlich 6,40 bis 7,00 m;
b) für Flachbauten (außer den auch hier gebrauchten Kantholzabmessungen 12/16 und 14/18 cm):
10/20 cm, 12/20 cm, 16/20 cm in Durchschnittslängen von 4,40 bis 5,00 m.

Tabellen der statischen Nachweise und eine zeichnerische Darstellung der nach Abständen und Spannweiten der Balken verschiedenen Verwendung der Querschnitte sind in der Ausarbeitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: der Reichsbahnoberrat Gehr, Erfurt, als Mitglied zum Hauptprüfungsamt in Berlin; der Reichsbahnrat Flamm, Schneidemühl, zur R. B. D. Breslau; die Reichsbahnräte Dulitz, Halle (Saale), nach Oldenburg, Großschupff, Stargard (Pomm.), nach Eberswalde, Friedrich Wagner, Leipzig, nach Magdeburg-Buckau und Schwager, Leipzig, nach Halberstadt, sämtlich als Leiter von Abteilungen der Ausbesserungswerke.

Übertragen ist: dem Reichsbahnoberrat Brandt, Berlin, den Reichsbahnräten Richard Schaefer, Cassel, Lamertz und Schwering, Köln, die Stellung eines Mitgliedes bei der R. B. D., Reichenheim, Berlin, die Stellung als Mitglied beim E. Z. A., Reuleaux die Stellung als Vorstand des Betriebsamts 6 in Berlin und Maercker die Stellung als Vorstand des Abnahmeamts 2 in Berlin.

Gestorben ist: der Vizepräsident Höfinghoff, bisher beim E. Z. A. in Berlin.

INHALT: Die Wolfschen Bauten zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse. — Neuerungen auf dem Gebiete des Rostschutzes bei der Deutschen Reichsbahn. — Das Erdbeben vom September 1923 und der Wiederaufbau in Yokohama. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Bauausstellung in Essen. — Wasserkraftanlage für die Reichenhaller Saline. — Neue Schnellfilteranlage der Stadt Stuttgart. — Wasser zum Anmachen von Beton. — Neuester Plan zur Überbrückung des Hudson-River in New York. — Eisenbahnbrücke über den Nors-älv in Schweden. — Ungewöhnliche Verschiebung einer Donaukanalbrücke. — Wettbewerb um eine Hochbrücke über den Hafen von Kopenhagen. — Längste Hängebrücke der Welt. — Über die Hedschasbahn. — Arthurs-Paß-Tunnel in Neuseeland. — Einsturz einer Eisenbahnbrücke. — Vereinheitlichung der technischen Vorschriften für Grundstückentwässerung. — Festsetzung von Holzabmessungen für den Hochbau in Groß-Berlin. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 3. April 1925 Heft 15

Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungsbaurat Kreß, Hannover.

Am 15. Januar 1871 wurde die Teilstrecke Spandau—Gardelegen der Berlin-Lehrter Eisenbahn in Betrieb genommen. Diese Strecke wurde von der Magdeburg-Halberstädter Eisenbahn-Gesellschaft gebaut und ging nach der Verstaatlichung dieser Gesellschaft in die Verwaltung der Eisenbahndirektion Magdeburg über. Im Jahre 1899 wurde dann die Strecke Wustermark—Lehrte der Eisenbahndirektion Hannover zugeteilt. In dieser Strecke liegen zwei größere Brückenbauwerke, die Havelbrücke bei Rathenow und die Elbebrücke bei Hämerten. Beide Brücken genügen mit Rücksicht auf die gewachsenen Betriebslasten nicht mehr voll den an sie zu stellenden Anforderungen und werden durch neue Bauwerke ersetzt, die in der Ausführung begriffen sind. Ehe ich auf die Erneuerung der Elbebrücke, als dem bei weitem bedeutenderen der beiden Bauwerke näher eingehe, möchte ich einen kurzen Rückblick auf die Geschichte dieser Brücke vorausschicken, die für den Brückenbauer manches Wissenswerte bietet.

Geschichte der alten Brücke.

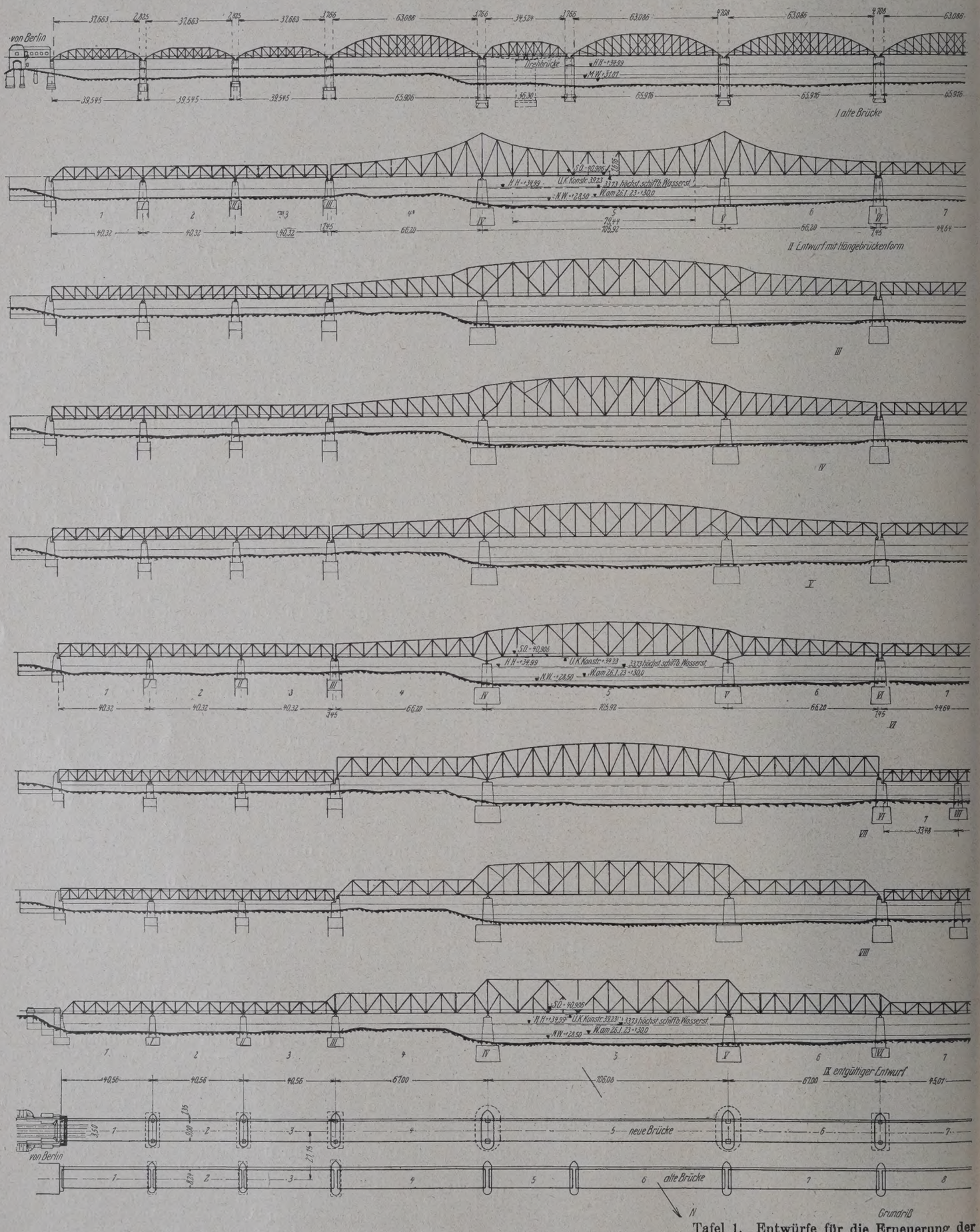
Erbaut wurde die Brücke in den Jahren 1868 bis 1870. Sie bestand aus fünf Öffnungen von 201 Fuß = 63,086 m Lichtweite mit eisernen Überbauten von 65,906 m Stützweite, vier Öffnungen von 120 Fuß = 37,663 m Lichtweite mit Überbauten von 39,545 m Stützweite und acht Öffnungen von 100 Fuß = 31,386 m Lichtweite mit Überbauten von 33,68 m Stützweite. Sämtliche Überbauten sind zweigleisig und haben als Hauptträger Schwedlerträger. Die Querträger und Schwellenträger sind als Fachwerkträger ausgebildet. Außerdem war noch eine zweigleisige, zweiarmige Drehbrücke vorhanden, die vollwandige Hauptträger besaß. Der Drehpfeiler hatte eine Stärke von 8,16 m, die beiderseitigen Öffnungen eine Lichtweite von je 42 Fuß = 13,18 m. Sie sollte dem Verkehr der Segelschiffe dienen, die keine Vorrichtungen zum Niederlegen der Maste besaßen. Die Pfeiler der Flutöffnungen sind zwischen Spundwänden gegründet, während die Pfeiler der Stromöffnungen auf Brunnen stehen. Über den Bau der Brücke ist im Schrifttum leider fast gar nichts zu finden. Nur über die eisernen Überbauten der großen Öffnungen ist in der Zeitschrift für Bauwesen 1868, S. 517, eine Veröffentlichung von Schwedler enthalten. Danach war die Elbebrücke bei Hämerten die zweite Brücke, die nach seinem System gebaut wurde. Die erste derartige Brücke war die Weserbrücke bei Höxter, die in der Zeitschrift für Bauwesen 1867, S. 181, näher beschrieben ist. Die Elbebrücke sollte ursprünglich in der Nähe von Tangermünde gebaut werden. Der Entwurf sah 14 Öffnungen von je 68,41 m Lichtweite und 13 Zwischenpfeiler von je 4,394 m Stärke vor, so daß die Gesamtlänge der Brücke zwischen den Landwiderlagern 944,70 m betragen hätte. Später entschloß man sich aber, die Elbe bei Hämerten, also etwas flußabwärts zu überschreiten, wodurch die Gesamtlänge der Brücke auf 808,312 m verringert wurde. Wahrscheinlich ist diese Verminderung der Brückenlänge entscheidend für die Wahl der Übergangsstelle gewesen. Von dem ursprünglichen Entwurfe ist der Entwurf der eisernen Überbauten für die fünf großen Öffnungen der ausgeführten Brücke beibehalten worden.

Die Gesamtstützweite von 65,906 m ist geteilt in 16 Mittelfelder von 3,766 m und 2 Endfelder von 2,825 m Länge. Sämtliche Streben reichen über zwei Felder. Die Berechnung der Hauptträger wurde mit gleichmäßig verteilter Belastung durchgeführt, und zwar mit 2,7 t/m für Eigengewicht und mit 3,7 t/m für Verkehrslast, beides bezogen auf ein Gleis. Für die Berechnung der Querträger wurde eine Lokomotive mit 13 t Achslast und einem Radstande von 3,766 m und für die Schwellenträger eine solche von 18 t Achslast und 2,835 m Radstand angenommen. Es ist in der genannten Veröffentlichung hervorgehoben, daß diese Lastannahmen von den gegenwärtig vorhandenen Maschinen nicht erreicht würden, daß solche hohen Annahmen aber wegen der besseren Aussteifung der Hauptträger zweckmäßig seien. Der untere Windverband wurde für einen Winddruck von 127 kg/m² ohne Rücksicht auf das Verkehrsband berechnet. Der obere Windverband ist nicht gerechnet; die Querschnitte sind nach Zweckmäßigkeitsgrundsätzen gewählt. Die Gurte wurden aus je 16 Winkeleisen gebildet, deren senkrechter Schenkel 131 mm breit war; die Veränderung des Querschnitts entsprechend der Stabkraft wurde durch einen Wechsel in der Breite des wagerechten Schenkels erreicht. Jeder Winkel wurde über zwei Felder geführt, so daß in jedem Knotenpunkte die Hälfte der Winkel über Kreuz gestoßen wurde. Die Deckung geschah durch zwischen die Winkel gelegte Laschen; Außenlaschen sind dadurch ganz vermieden. Im Obergurt wurden die Winkel, wo sie ungestoßen über einen Knotenpunkt hinweggingen, nach einem Halbmesser von 4,394 m gebogen. Die vier Teile des Obergurtquerschnitts wurden durch senkrechte und wagerechte Vergitterungen verbunden. Die Pfosten erhielten einen größten Zug von 24 t und einen größten Druck von 13,6 t. Sie bestanden aus vier Winkeleisen. Die Streben waren aus je zwei Flacheisen von 13 mm Stärke und entsprechend der Stabkraft verschiedener Breite gebildet. Für die Schwächung durch Niete war für einen Niet ein Abzug von 676 mm² gemacht. Alle Niete hatten 23 mm Durchm. Ein Nachweis der Knicksicherheit der Druckstäbe ist in der Berechnung nicht enthalten. Die Quer- und Schwellenträger waren als Fachwerkträger ausgebildet; auf letzteren ruhten vier hölzerne Querschwellen im Abstand von 94,2 cm. Die Hauptträger der übrigen Fachwerküberbauten waren ebenfalls Schwedlerträger, bei denen aber die Streben nur über ein Feld reichten. Die eisernen Überbauten sind nach den Angaben der Brückenbücher von der Maschinenfabrik Otto Prange in Buckau geliefert.

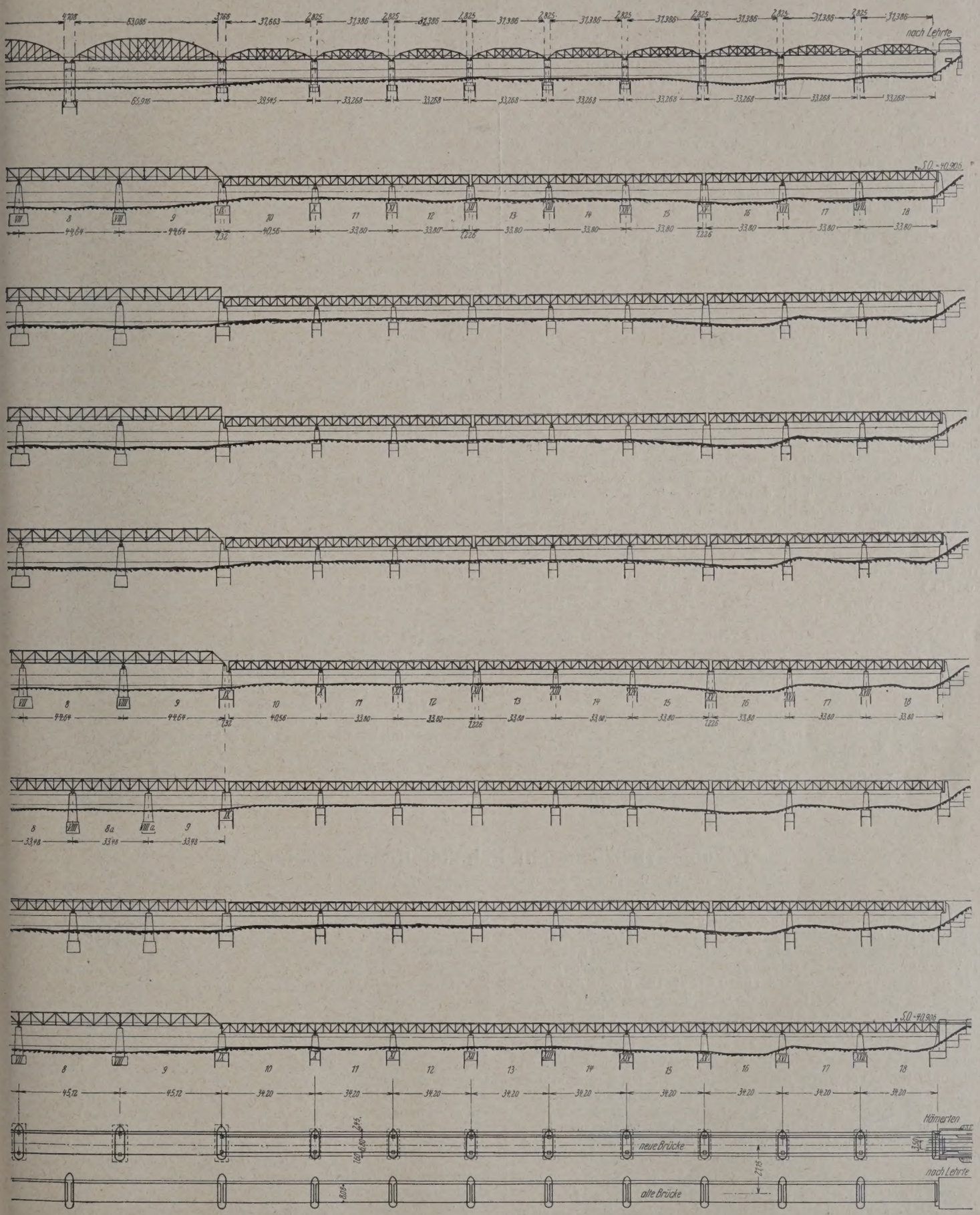
Die Brücke ist auf Tafel 1 in Abb. 1 dargestellt, wobei die später beseitigte Drehbrücke punktiert dargestellt ist. In dieser Form hat die Brücke 20 Jahre dem Betriebe gedient, ohne daß sich das Bedürfnis nach einer Änderung herausgestellt hätte. Im Jahre 1891 aber begannen die Vorbereitungen zu zwei wesentlichen Umgestaltungen.

Die erste Änderung betraf die Beseitigung der Drehbrücke. Ermöglicht wurde diese Maßnahme dadurch, daß durch die Einführung der Kettenschleppschiffahrt auf der Elbe der Verkehr von Segelschiffen erheblich zurückgegangen war. Aus einer Zählung, die in den Jahren 1874 bis 1888 über die jährlich die Brücke durchfahrenden Segelschiffe ausgeführt war, mögen die wichtigsten Zahlen hier folgen: 1874: 1605, 1877: 1987, 1880: 1779, 1881: 538 und 1888: 215 Segelschiffe. Auffallend ist der Sprung von 80 auf 81. Zu der Verminderung der Zahl kam der Umstand, daß die Segelschiffe fast sämtlich mit Vorrichtungen zum Niederlegen der Maste ausgerüstet waren. Für die Eisenbahnverwaltung ergab sich das Bedürfnis nach Beseitigung der Drehbrücke aus den Kosten für ihre Bedienung und aus der Erschwerung und den Gefahren, die durch sie dem Betriebe erwuchsen. Auch die Strombauverwaltung sah in der Beseitigung einen Vorteil für die Schiffahrt, weil sich vor dem Drehpfeiler zahlreiche Schiffsunfälle ereignet hatten. Sie legte auf seine vollständige Beseitigung nach dem Umbau großen Wert. Es wurden zwei Ausführungsformen erwogen. Die eine sah vor, den Überbau der Drehbrücke zu erhalten und als Fahrbahn und Hauptträgeruntergurt einer die beiden bisherigen Öffnungen überspannenden Fachwerkbrücke zu benutzen. Die andere Ausführung, für die man sich endgültig entschloß, nahm Ersatz durch einen neuen Überbau in Aussicht. Als Hauptträger wurde wieder ein Schwedlerträger von 36,30 m Stützweite und 6,27 m Höhe gewählt. Der Obergurt wurde aus acht Winkeleisen, der Untergurt aus vier ⊏-Eisen, beide mit Steh- und Kopfblechen gebildet. Die Pfosten wurden aus I-Trägern mit Verstärkungsplatten, die Streben aus je zwei Flacheisen und die Quer- und Längsträger aus Blechträgern gebildet. Die Auswechslung war zunächst durch Aus- und Einfahren mit Schiffen gedacht. Man rechnete dabei mit einer Unterbrechung des Betriebs von 24 Stunden. Während dieser Zeit sollten die Güterzüge umgeleitet werden und der Personenverkehr durch Übersetzen mit einem Dampfer aufrechterhalten werden. Später entschloß man sich aber zur Verwendung von festen Gerüsten. Die Güterzüge wurden angehalten und nach Beendigung der Arbeiten staffelförmig wieder in Bewegung gesetzt. Der Personenverkehr wurde durch einen festen Laufsteg vermittelt. Die Arbeiten wurden im Jahre 1894 durch die Brückenbauanstalt Lauchhammer ausgeführt.

Die Auswechslung der Überbauten geschah am 26. und 27. November 1894. Die Unterbrechung des Betriebes dauerte statt der vorgesehenen 24 Stunden 34 Stunden. Als wesentliche Ursachen werden außer der ungünstigen Jahreszeit und dem schlechten Wetter hauptsächlich folgende angegeben: Änderung des Auswechslungsvorganges im letzten Augenblick, indem statt des vorgesehenen Anhebens des Drehbrückenüberbaues vor seinem Ausfahren Konsolen abgenietet



Tafel 1. Entwürfe für die Erneuerung der



Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten.

wurden, um das Ausfahren ohne Anheben zu ermöglichen. Verwendung von Schraubenspindeln statt der vorgesehenen Druckwasserpressen. Nachgeben der Verschubbahnen unter der Last des einfahrenden neuen Überbaues, so daß diese Bahnen eine wellenförmige Gestalt annahmen. Das reine Einfahren des neuen Überbaues mit einem Gewicht von 171 t einschließlich des Oberbaues dauerte $19^1/_2$ Stunden; das gibt bei einer Wegelänge von 8 m etwa $2^1/_2$ Stunden für 1 m. Die Hauptursache wird wohl aber in dem Umstand zu suchen sein, daß eine solche schwierige Arbeit in damaliger Zeit etwas ganz Neues war, worüber es noch an Erfahrung fehlte. Zum Vergleich, welche Fortschritte seitdem in dieser Beziehung gemacht sind, sei angeführt, daß bei der Auswechslung der Überbauten der Elbebrücke bei Magdeburg mit einer Stützweite von 66 m und einem Gewicht von 580 t (s. Zentralbl. d. Bauverw. 1907, S. 382) das Einfahren über eine Wegestrecke von 13 m nur 19 Minuten, also etwa $1^1/_2$ Minuten für 1 m gedauert hat. Die Unterbrechung des Betriebes erstreckte sich auf 2 Stunden 20 Minuten einschließlich der Vornahme der Probebelastung.

Die zweite wesentliche Umgestaltung, die sich im Jahre 1891 anbahnte, betraf die Verstärkung der Fachwerküberbauten. Es war damals in einem öffentlichen Blatte die Behauptung aufgestellt worden, daß die großen Überbauten zu schwach seien, weil die Endstreben

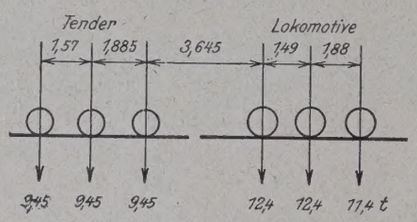


Abb. 1.

fehlten. Im Jahre 1891 wurden zwei Probebelastungen ausgeführt. Die erste geschah am 29. August mit einer Maschine der damals schwersten Bauart (Abb. 1). Die Messungen wurden mit einem Nivellierinstrument ausgeführt, das auf dem Bohlenbelag des benachbarten Überbaues stand. Die Ergebnisse waren infolge der mangelhaften Aufstellung zu ungenau. Die zweite Belastung fand am 21. November mit zwei Maschinen der gleichen Bauart in einem Gleis fahrend statt. Die Durchbiegungen wurden mit Instrumenten von Trau und von Klopsch gemessen. Sie ergaben größte Durchbiegungen von 13,5 mm unter ruhender Last und von 16,8 mm bei einer Fahrgeschwindigkeit von 30 km/Std. Ferner wurden Seitenschwankungen von 2 bis 3 mm festgestellt. Spannungen wurden nicht gemessen, da offenbar Spannungsmesser nicht zur Verfügung standen. Durch Beobachtung ist aber festgestellt worden, daß in den Streben Ausbiegungen auftraten, woraus zu schließen war, daß in ihnen entgegen der Schwedlerschen Annahme Druckkräfte durch die Verkehrslasten hervorgerufen werden.

Die gleichzeitig aufgestellten Berechnungen bestätigten die Ergebnisse der Probebelastungen und führten zu betrieblichen Vorsichtsmaßnahmen. Zunächst wurde erwogen, die Züge auf der Brücke nur mit einer Maschine verkehren zu lassen. Da das aber zu großen betrieblichen Schwierigkeiten geführt hätte, begnügte man sich damit, das Kreuzen von Zügen auf der Brücke zu verbieten und die Fahrgeschwindigkeit der Personenzüge auf 30 und der Güterzüge auf 21 km/Std. herabzusetzen. Diese verminderte Geschwindigkeit mußte schon 1000, später 300 m vor der Brücke erreicht sein. Die Einhaltung der Vorschrift wurde durch Radtaster überwacht.

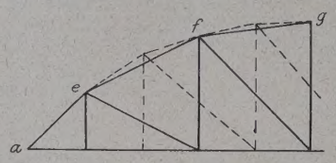


Abb. 2.

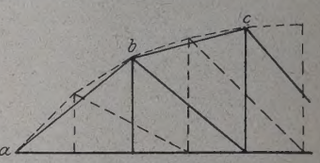


Abb. 3.

Gegen die Annahmen und die Berechnungsweise Schwedlers wurden folgende Bedenken geltend gemacht: Der Ersatz von Einzellasten durch eine gleichmäßig verteilte Belastung ist bei den gebräuchlichen Maschinen nicht mehr zulässig und führt zu falschen Rechnungsergebnissen. Die ursprüngliche Berechnung war durchgeführt unter Zerlegung des Doppelfachwerks in zwei Teilfachwerke, deren Kräfte addiert wurden. Die Stäbe dieser Teilsysteme waren gerade angenommen, während sie in Wirklichkeit gebrochen waren, wie die Abb. 2 u. 3 zeigen. Bei der Berechnung der Hauptträger als ein System muß man drei Gegenstreben weglassen; dann ergibt sich aber nach dem Grundsatz, daß bei n Knotenpunkten $2n - 3$ Stäbe vorhanden sein müssen, das Fehlen eines Stabes. Es sind statt 69 Stäben nur 68 vorhanden; das System ist also beweglich und wird nur durch die Steifigkeit der durchgehenden Gurtungen und der Knotenpunkte steif. Bei einer von der Eisenbahndirektion Magdeburg aufgestellten Berechnung hat man sich über diese Schwierigkeit damit hinweggeholfen, daß man einen Hilfsstab D 16 eingefügt gedacht hat, dessen Aufgabe in Wirklichkeit durch die Steifigkeit der Gurtungen

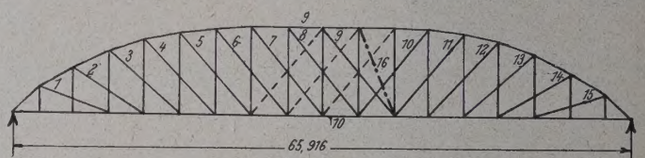


Abb. 4.

übernommen wird (Abb. 4). Das Ergebnis für die große Öffnung von 65,906 m Stützweite war: Bei Belastung beider Gleise tritt eine größte Zugspannung in den Stäben von 1266 kg/cm², eine Scherspannung in den Nieten von 1025 kg/cm² und eine größte Druckkraft in den Streben von 11 t, bei Belastung nur eines Gleises Zugspannung 987, Scherspannung 892 kg/cm² und Druckkraft 8 t auf. Die entsprechenden Zahlen sind für die Überbauten von 39,545 m Stützweite 918 und 828 bezw. 735 und 672 kg/cm² und keine Druckkraft, für die Überbauten von 33,268 m Stützweite 862 und 795 kg/cm², und 5 t bezw. 658 und 590 kg/cm² und 1,8 t. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Lokomotivheizhaus auf Bahnhof Kornwestheim.[1]

Von Oberbaurat Dr.-Ing. **K. Schaechterle**, Stuttgart.

Der im Jahre 1916 hergestellte erste Bauteil des Lokomotivheizhauses für den Verschiebebahnhof Kornwestheim umfaßt eine Schiebebühnenhalle von 1700 m² Grundfläche zwischen den beiderseits anschließenden Lokomotivaufstellungshallen von je 2250 m² für zusammen 38 Stände, ein Verwaltungsgebäude mit Hochspannungsumformerstation von 600 m² und eine Betriebswerkstätte von 1100 m² (Abb. 1). Neben den neun Einfahrten zu den zehn Lokomotiv-Aufstellungsgleisen mit je 5 m Achsabstand sind noch zwei besondere Einfahrten zu den Schiebebühnen vorhanden. Die Schiebebühne ist mit Bogenfachwerkbindern von 24 m Stützweite überspannt (Abb. 2), während über den Aufstellungsgleisen Flachdächer mit Parallelfachwerkträgern auf hölzernen Stützen in je 10,25 m Entfernung angeordnet sind. Die Konstruktionsunterkante liegt mit Rücksicht auf die Sammelrauchabführungskanäle 6,40 m über Schienenoberkante. Um den umbauten Raum möglichst niedrig zu halten, sind die Binder und Pfetten mit beschränkter Konstruktionshöhe ($^1/_{10}$ bis $^1/_{12}$ der Stützweite) gebaut worden. Der Binderabstand beträgt 10 m. Die durchschnittlich alle 3 m vorhandenen leichten Pfostenfachwerkpfetten sind durchschnittlich 1 m hoch, auf 10 m freitragend, an die Binderpfosten angeschlossen und verbügt, so daß sich eine wirkungsvolle Längsverspannung der Dachkonstruktion ergibt. Zur weiteren Verspannung sind zwischen den äußeren Bindern rahmenartige Portale eingebaut und Verbände unter den Sparren eingesetzt. Sowohl die Schiebebühnenhalle als auch die Flachdächer sind in Bauart Meltzer durch den Zimmermeister Haug, Großsachsenheim, geliefert und aufgestellt worden. Der Holzverbrauch mit 0,087 m³ auf 1 m² Dachgrundriß war geringer als bei der Stuttgarter Anlage. Die feingliedrigen Träger ergeben ein leichtes und elegantes Aussehen der Dachkonstruktion. Namentlich die Schiebebühnenhalle zeichnet sich durch Klarheit der Konstruktion und durch gute Raumwirkung aus. Die Dachflächen sind mit doppelter Papplage auf Holzverschalung eingedeckt. Für die Belichtung sind quer zu den Gleisen durchlaufende, 7 m breite Dachaufsätze mit 1,5 m hohen Fenstern vorhanden. Über der Schiebebühne sind die Dachflächen durch den 13,00 m breiten Firstaufbau staffelförmig abgesetzt; die durchlaufenden Fensterflächen von 1,80 m Höhe gewährleisten eine gleichmäßige Belichtung.

Die Umfassungswände der Heizhäuser in massivem Backsteinrohbau aus roten Handsteinen mit Eisenbetonstürzen über den Tür- und Fensteröffnungen sind durchschnittlich zwei Stein stark, auf 1 m hohe Betonsockel aufgesetzt und durch das Dach verspannt. Die

[1] Zugleich Fortsetzung aus Jahrg. 1924, Heft 48. — Die Aufsätze des Verfassers in der „Bautechnik“ über Ingenieurholzbauten bei der Reichsbahndirektion Stuttgart sind zusammengefaßt als erweiterter Sonderdruck im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erschienen.

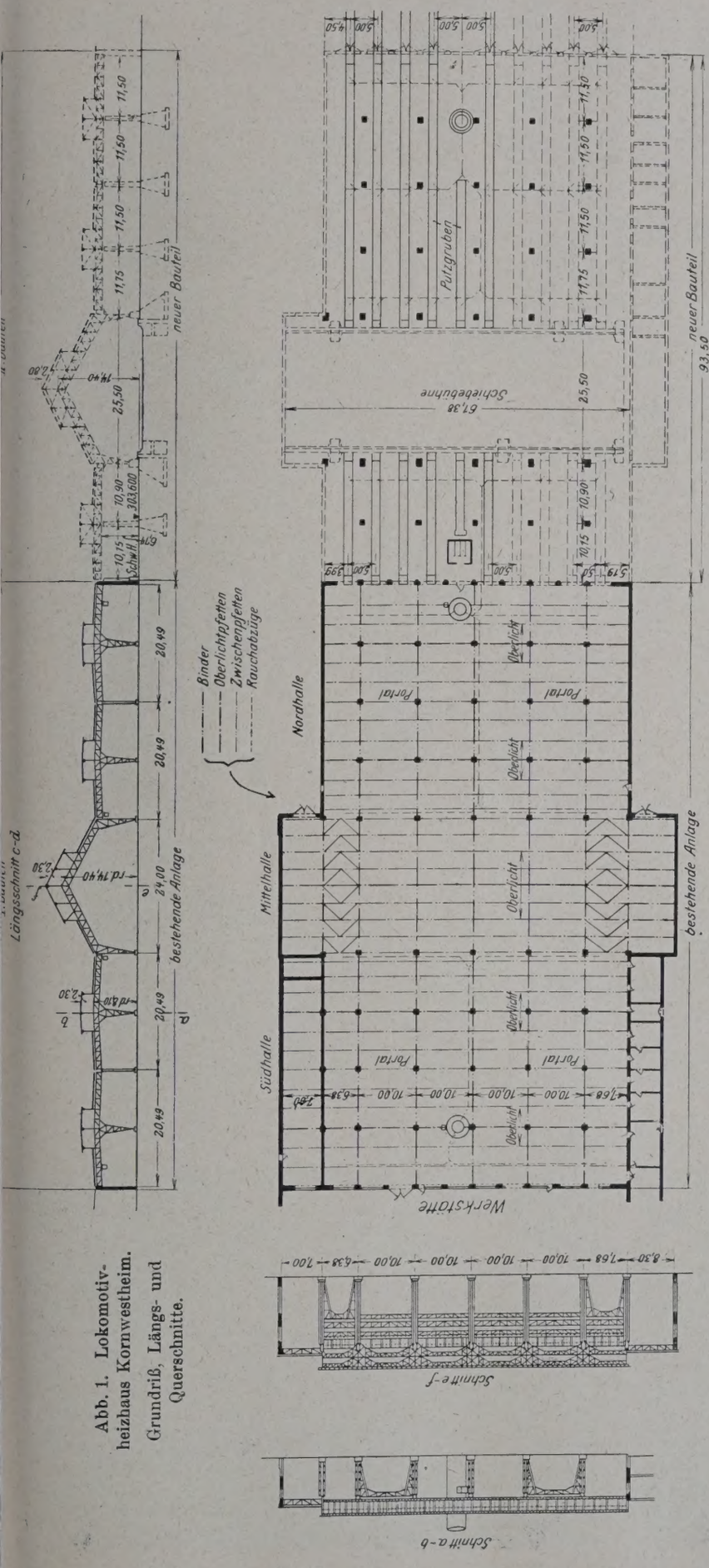


Abb. 1. Lokomotivheizhaus Kornwestheim. Grundriß, Längs- und Querschnitte.

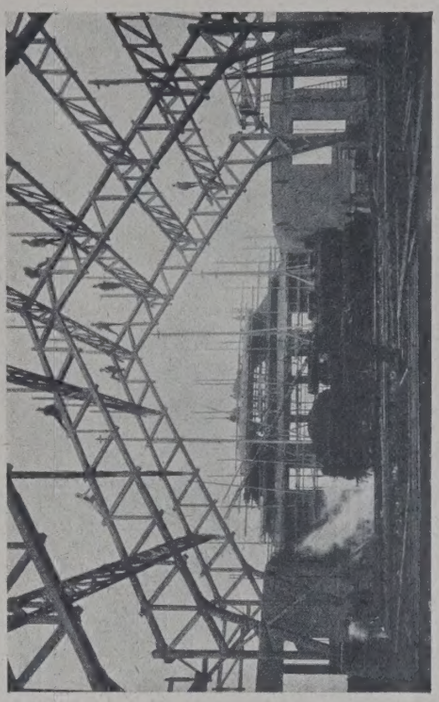


Abb. 6.

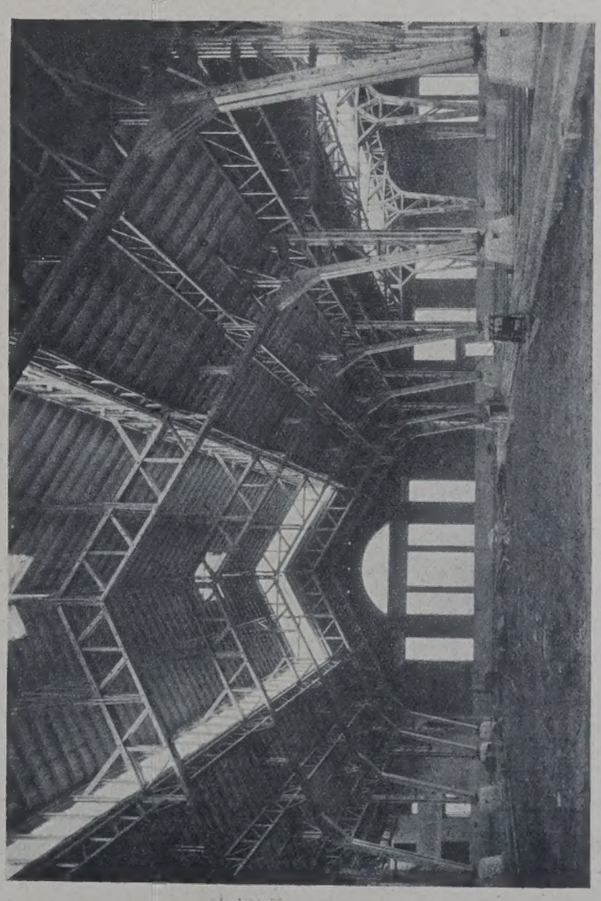


Abb. 2. Schiebebühnenhalle. Innenansicht.

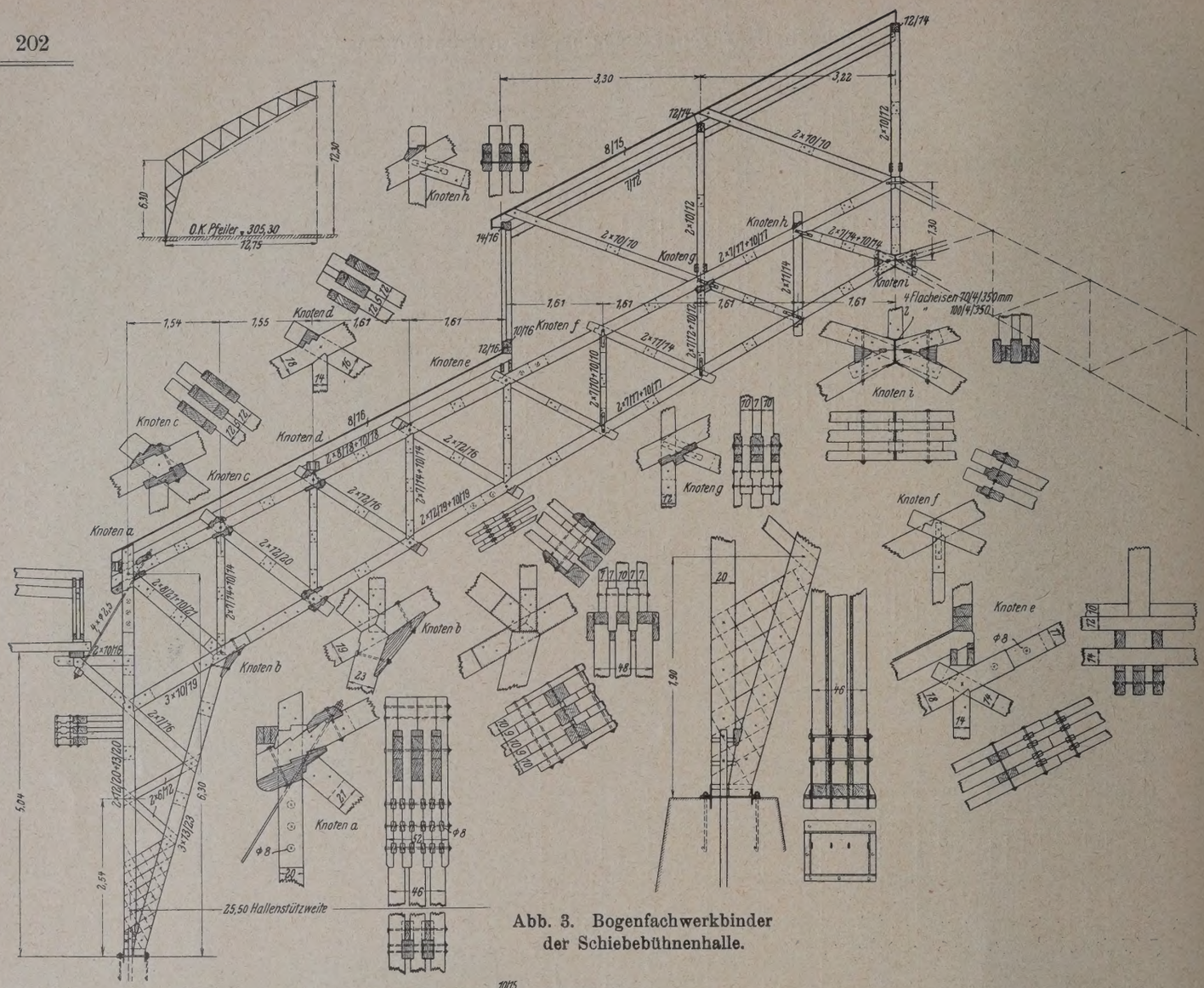


Abb. 3. Bogenfachwerkbinder der Schiebebühnenhalle.

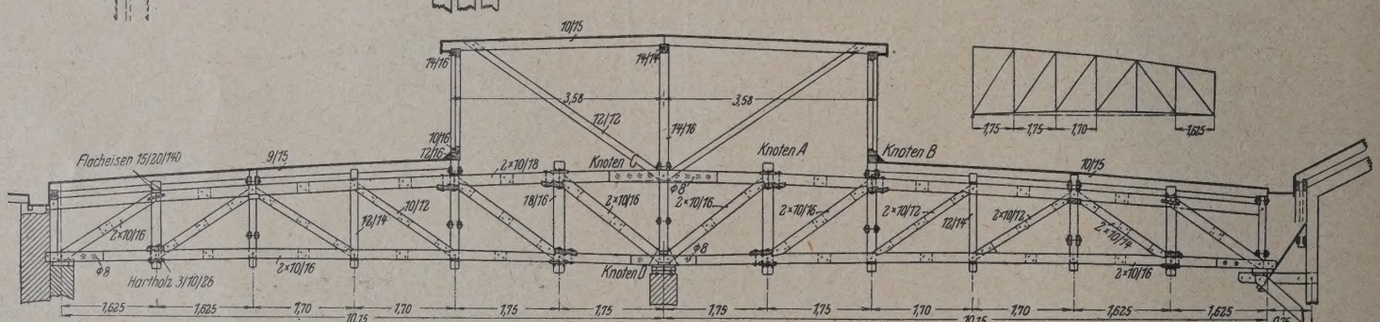


Abb. 4. Fachwerkbinder der Flachdächer.

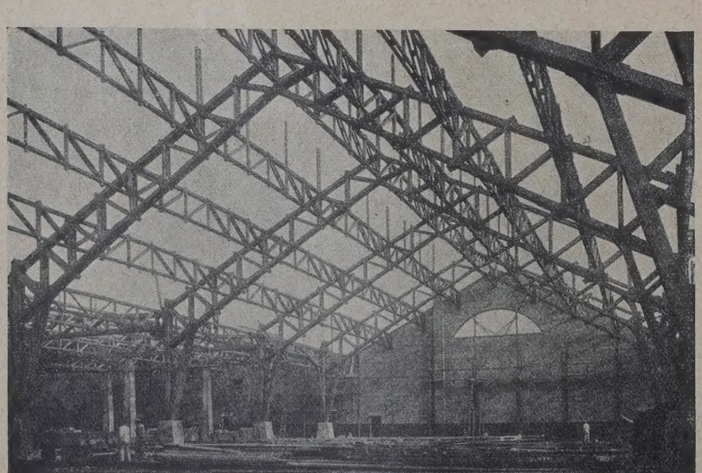


Abb. 7.

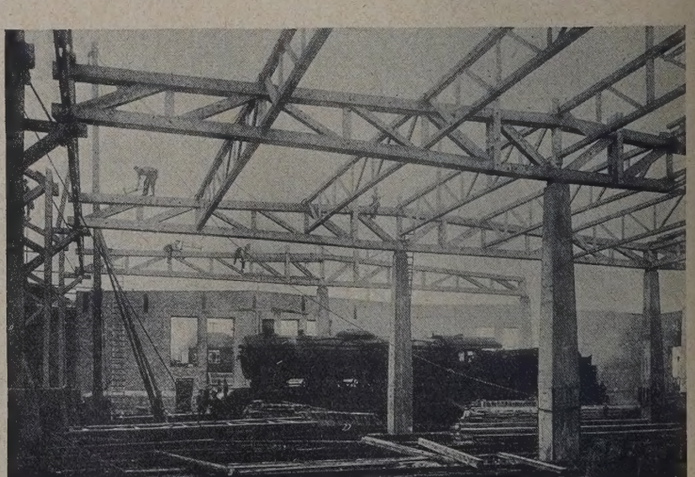


Abb. 9.

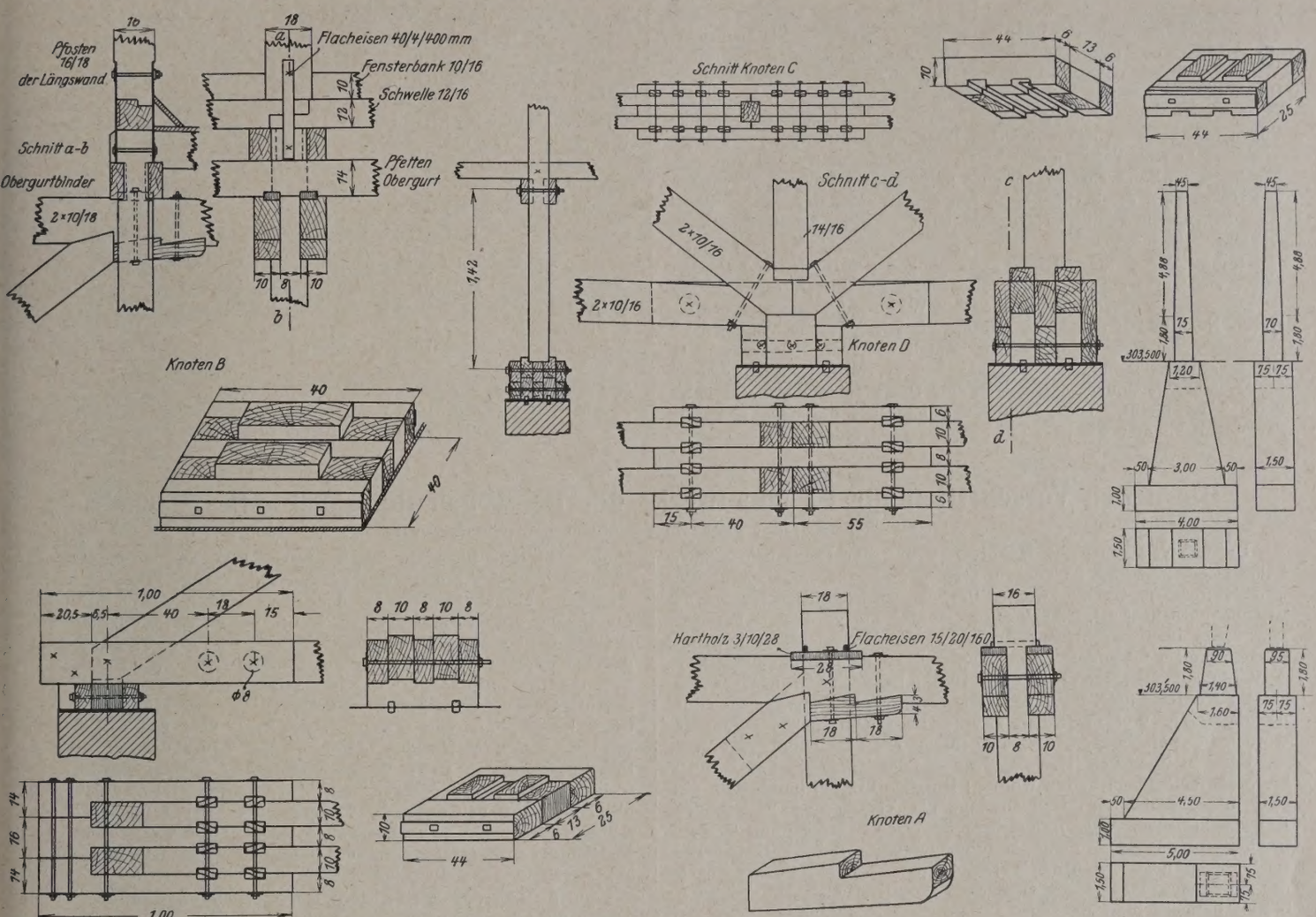


Abb. 5. Konstruktive Einzelheiten.

Wände und Zwischenstützen sind bei der rund 5 m hohen Auffüllung mit Betonpfeilern auf gewachsenem Boden gegründet.

Der Vollausbau des Lokomotivheizhauses auf 68 Stände kam im Jahre 1923 zur Ausführung. Die alte Torwand wurde als Brandmauer beibehalten. An die bestehende nördliche Aufstellungshalle wurde zunächst ein weiterer Raum für zehn Stände (neun Vollstände) mit 1150 m² Grundfläche aufgebaut, darauf folgt eine zweite Schiebebühnenhalle mit 24 m Stützweite und 1575 m² überdachter Fläche, endlich ein Raum von 2525 m² Grundfläche für 19 große Lokomotivstände. Die Dachkonstruktion besteht ähnlich wie beim ersten Bauteil aus Bogen- und Parallel-Fachwerkbindern und aus Fachwerkpfetten. Statt der Holzstützen wurden jedoch Eisenbetonstützen für die Flachdächer gewählt, um eine größere Feuersicherheit zu erzielen. Die Bogenfachwerkbinder der Schiebebühnenhalle wurden auf 1,80 m hohe bewehrte Betonsockel aufgesetzt. Die konstruktiven Einzelheiten der als Dreigelenkbogen berechneten Binder sind aus Abb. 3 zu ersehen. Die als durchlaufende Träger auf drei Stützen berechneten Binder der Flachdächer sind in Abb. 4, die Pfetten in Abb. 5 dargestellt. Für die Firstgelenke, die Binderfüße der Schiebebühnenhalle und die Auflagerklötze konnten Alteisenteile verwendet werden. Die Werkpläne wurden von der Süddeutschen Hallenbau G. m. b. H. (Regierungsbaumeister Waas) bearbeitet, die mit der Lieferung und Aufstellung der Schiebebühnenhalle und des nördlichen Bauteils beauftragt war. Den Zwischenbau hat Zimmermeister Haug, Großsachsenheim, ausgeführt. Beide Firmen haben die Binder der Flachdächer und die Pfetten fertig abgebunden auf die Baustelle angeliefert. Das Aufstellen des Dachtragwerks konnte dadurch außerordentlich beschleunigt werden, Träger, Sparren, Dachschalung wurden z. T. vom Eisenbahnwagen aus hochgezogen. Die Binder der Schiebebühnenhalle wurden auf der Baustelle zusammengesetzt und in zwei Hälften mit je zwei Standbäumen über den Betriebsgleisen aufgerüstet. Die Firstgelenke der Bogenbinder und die Stoßverbindungen der Pfetten wurden freischwebend zusammengebaut. Aus den Aufstellungsbildern (Abb. 6 bis 9) ist die Verspannung der Binder durch die durchlaufenden Fachwerkpfetten und der Anschluß des Dachtragwerks an die Umfassungswände deutlich zu ersehen. Das behobelte Holztragwerk des ersten Bauteils ist mit einer feuerschützenden Erdfarbe gestrichen worden. Der Anstrich hat nur kurze Zeit gehalten und ist nach und nach abgeblättert. Beim zweiten Bauteil hat man auf den Anstrich des Holzes verzichtet.

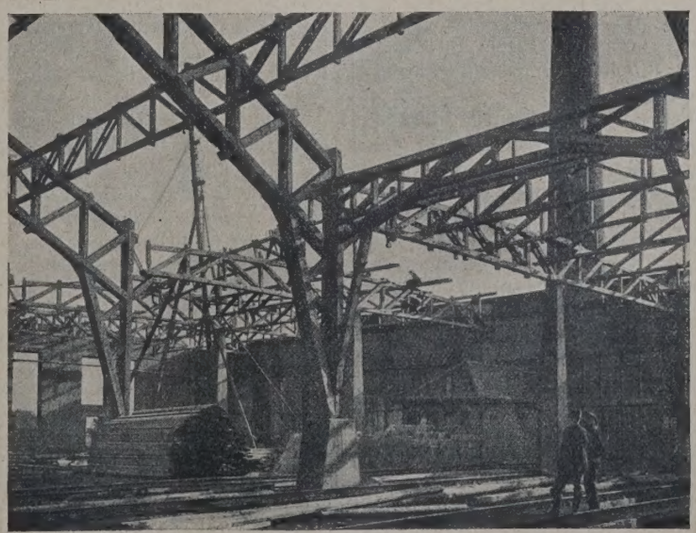


Abb. 8.

Der erste Bauteil ist nach achtjährigem Betrieb einer eingehenden Prüfung unterzogen worden. Hierbei hat sich als Nachteil der Bauweise heraus-

gestellt, daß durch das Schwinden der Hölzer sich Fugen zwischen den Berührungsflächen bilden, besonders bei den vielgliedrigen, breiten Teilen. Ganz abgesehen von der ungünstigen statischen Wirkung sind die Fugen auch deshalb unangenehm, weil sich darin Ruß und Schmutz festsetzen. Von dem Abdämpfen der Lokomotiven schlägt sich Wasser an den Holzteilen nieder, sammelt sich in den Fugen und kann an unzugänglichen Stellen durch Bildung von kleinen Wassersäcken zur Verrostung der eisernen Verbindungsmittel und zum Entstehen von Fäulnisherden Veranlassung geben. Durch das Schwinden des Holzes sind die Stahlstifte so fest eingespannt, daß ein Schließen der offenen Fugen durch Nachziehen der wenigen Schrauben nachträglich nicht möglich ist.

Infolge der geringen Konstruktionshöhen der Binder und Pfetten haben sich im ersten Bauteil auch größere Sackungen ergeben, die bei der geringen Dachneigung 1 : 20 den Wasserablauf beeinträchtigen. Durch Nachrichten der breiten Rinnen konnten jedoch Wassersäcke vermieden werden. Beim zweiten Bauteil hat man die Träger mit so starker Überhöhung (5 bis 6 cm) abgebunden, daß unter Eigengewicht und Nutzlast rechnungsmäßig noch eine Überhöhung von mindestens 2 bis 3 cm bleibt. Diese Maßnahme hat sich durchaus bewährt. Sackungen konnten bis jetzt nicht festgestellt werden.

Heizhaushallen, 10,25 m Spannweite und 10 m Binderabstand.

a) Holzverbrauch		b) Eisenverbrauch	
1. Binder	0,013 m³ für 1 m²	1. Binder	38,0 kg für 1 m³
2. Pfetten	0,018 „ „ „	2. Pfetten	40,0 „ „ „
3. Sparren	0,019 „ „ „	3. Sparren	5,0 „ „ „
4. Dachschalung	0,026 „ „ „	4. Schalung	10,0 „ „ „
5. Sonstige Bauglieder (Oberlichtkonstruktion Rinnenverkleidung usw.)	0,009 „ „ „		
zus.	0,085 m³ für 1 m²		

Schiebebühnenhalle 25,5 m Stützweite, 10 m Bundweite.

a) Holzverbrauch		b) Eisenverbrauch
1. Binder	0,034 m³ für 1 m² Grundriß	40,0 kg/m³
2. Pfetten	0,025 „ „ „ „	40,0 „
3. Sparren	0,019 „ „ „ „	5,0 „
4. Schalung	0,029 „ „ „ „	10,0 „
5. Verschiedenes, Portale, Aufsatz usw.	0,015 „ „ „ „	5,0 „
zus.	0,122 m³ für 1 m² Grundriß	

Die neuen Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Ernst** im Eisenbahn-Zentralamt, Berlin.

Die mit Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 25. Februar 1925 — 82 D. 2531 — eingeführten „Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken“ (B. E.) bringen gegenüber der vorläufigen Fassung vom Jahre 1922 verschiedene Änderungen und wesentliche Erweiterungen, die im folgenden zusammengestellt sind. Da für die bauliche Ausbildung von eisernen Eisenbahnbrücken besondere Grundsätze aufgestellt werden sollen, ist die bisherige Bezeichnung „Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken“ geändert worden in „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken“.

Für den Neudruck ist die Gliederung der Vorschriften von 1922 im wesentlichen beibehalten worden; lediglich die Bestimmungen, die sich nur auf das Nachrechnen und die Verstärkung bestehender Brücken beziehen, wurden aus dem Hauptteil herausgenommen und in einem besonderen Anhang zusammengestellt. Bei sämtlichen Bezeichnungen, auch denen der Werkstoffe usw., sind die Festsetzungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie nach dem neuesten Stande berücksichtigt worden.

Unter A, Vorbemerkungen, ist angeordnet, daß sich die Reichsbahndirektionen bei Benutzung eines zur Wiederverwendung geeigneten Entwurfs davon zu überzeugen haben, daß der Entwurf in allen Einzelheiten den neuen Vorschriften und den Grundsätzen für die bauliche Ausbildung entspricht. Der Abschnitt B I, „Allgemeine Bezeichnungen“, enthält im Unterabschnitt a, Zeichen in der Statik usw., einige neue Bezeichnungen, z. B. unter Maßeinheiten at = Atmosphäre, km/h = Kilometer je Stunde, m/sek = Meter je Sekunde, unter den allgemeinen Formelgrößen k = Profilwert

$\left(k = \frac{F}{i^2} = \frac{F^2}{J}\right)$, unter Ingenieurbauwerke

H = wagerechte Auflagerkraft (Horizontalschub)

H_l = längs, H_q = quer } zur Brückenachse.

Unter Form- und Stabeisen, Bleche (S. 5) sind neue Bezeichnungen aufgenommen worden für Rechteck-, Halbrund-, Flachrund- und Sechskanteisen, ferner für Blechtafeln, Riffelbleche, gelochte Bleche und Warzenbleche.

Die bisherigen Bezeichnungen für Form- und Stabeisen und Bleche haben fast ausnahmslos geringe Änderungen erfahren. Es sei erwähnt, daß die Zeichen in der Statik, Festigkeitslehre usw. in dieser Form vom Normenausschuß der Deutschen Industrie bei einem Neudruck des Normenblattes DIN 1350 berücksichtigt werden sollen.

Auf S. 6 sind unter b) Tafeln für die Werte von E, G, ε_t und für die Reibungszahl μ von eisernen Lagerteilen neu aufgenommen. Zu beachten ist dabei die Festsetzung des Wertes E für Flußstahl St 37 und hochwertigen Baustahl St 48 auf 2 100 000 kg/cm². Nach Abschnitt c, S. 7, können Hauptträgerstäbe, abweichend von der Bezeichnung in Abb. 2, auch nach den sie begrenzenden Knotenpunkten, also z. B. mit D_{II-3} oder II—3 statt mit D_3 und mit U_{0-1} oder 0—1 statt mit U_1 usw. bezeichnet werden.

Im Abschnitt II, Inhalt der Berechnung, wird unter e) gefordert, daß in die Festigkeitsberechnung auch eine Zusammenstellung der Querschnittsformen und Querschnittswerte aller wesentlichen Bauglieder aufzunehmen ist, wofür als Muster die neue Anlage 4 empfohlen wird.

Der Abschnitt III, Art der Berechnung, enthält verschiedene Ergänzungen und Neuerungen. Auf S. 8 wird empfohlen, die Gurtplattenlängen bei Blechträgern zeichnerisch durch Auftragen der Angriffsmomente und der mit σ errechneten ausnutzbaren Momente zu ermitteln. Fahrbahnlängs- und -querträger sind unter der Annahme unmittelbarer Belastung zu berechnen; die Erhöhung der Gesamtauflagerdrücke von Fahrbahnträgern um 20 % bei der Berechnung der Anschlüsse wird begründet durch die in den oberen Anschlußnieten auftretenden Zugkräfte. Die bisher übliche Berechnung von durchlaufenden Längsträgern ist ausdrücklich auch auf die Endlängsträger ausgedehnt. Die Berechnungsart kann auch schon verwendet werden, wenn die Nachbarträger nur mit oben durchschießenden Platten verbunden sind; Wechselmomente brauchen bei der Berechnung solcher Längsträger nicht berücksichtigt zu werden. Für die Bemessung der oben durchschießenden Platten und ihrer Anschlußniete werden nähere Angaben gemacht. Niete in den Eckaussteifungen von Querträgern können unter gewissen Voraussetzungen bei Berechnung des Anschlusses mitberücksichtigt werden.

Gurtplatten von Blechträgern sind mit mindestens zwei Nietpaaren über ihren rechnerischen Endpunkt hinauszuführen; eins von diesen Nietpaaren kann aber mit dem rechnerischen Endpunkt zusammenfallen.

Bei der Ermittlung des Nietabzugs in den Gurtungen von Blechträgern ist angegeben, in welchem Falle neben den Kopfnieten auch die Halsniete berücksichtigt werden müssen und wie bei Blechträgern ohne Gurtplatten bezüglich des Nietabzugs zu verfahren ist. Nietverschwächungen von Walzträgern sind nach den vorhandenen Nietlöchern zu ermitteln, wobei Nietlöcher im Druckgurt allein nicht zu berücksichtigen sind. Liegen die Querschwellen unmittelbar auf Blechträgern, so müssen die Halsniete neben der wagerechten Querkraft auch noch den mit der Stoßzahl φ multiplizierten Auflagerdruck einer Querschwelle (unter der Annahme gleichmäßiger Verteilung auf den Abstand der Schwellenmitten) übertragen können. Beim Stoß von Zug- und Druckstäben müssen die den Stoß deckenden Teile mindestens denselben Querschnitt wie die gestoßenen Teile haben. Für die Berechnung der erforderlichen Nietzahl gilt sinngemäß das im Abschnitt VII, S. 44, beim Anschluß von Zug- und Druckstäben Gesagte.

Ungünstigste Laststellungen, die durch beliebige Kürzung der Fahrzeuge oder Trennung des Zuges möglich sind, die bisher allgemein zu berücksichtigen waren, sind nur noch bei Brücken bis zu 40 m Stützweite in Betracht zu ziehen. Bei größeren Brücken ist aber besonders zu untersuchen, ob die Belastung nur einer Einflußstrecke — auch unter Kürzung der Fahrzeuge — oder die Belastung mehrerer Strecken gleichen Beitrags unter Berücksichtigung von leeren Güterwagen von 5 t Achsdruck (Abb. 20) auf den zwischenliegenden Beitragstrecken entgegengesetzten Einflusses ungünstiger wird.

Für die Berechnung der Fahrbahnträger ist noch bestimmt, daß dabei Seitenstöße und Bremskräfte in der Regel nicht zu berücksichtigen sind. Bei der Berechnung der Lagerteile sind wagerechte Fliehkräfte, Seitenstöße und Winddruck nicht gleichzeitig in Rechnung zu stellen, sondern nur die Kraftwirkung, die die größte Beanspruchung erzeugt. Besonders wird auch auf etwaige beim Bau auftretende vorübergehende Spannungszustände hingewiesen (S. 11) und die hierbei zulässige Beanspruchung angegeben. Für wichtige Bauglieder eines Bauwerks ist gewöhnlicher Flußstahl und hochwertiger Baustahl nach Möglichkeit nicht gleichzeitig zu verwenden.

Im Abschnitt IV, S. 12, wird bestimmt, daß für die Entwurfszeichnungen, auf denen der dem Entwurf zugrunde gelegte Lastenzug und Baustoff anzugeben sind, bezüglich Form und Ausführung die deutschen Industrienormen maßgebend sind. Der Dezernent oder Referent, der die Entwurfszeichnungen unterschreibt, übernimmt damit (S. 13) nicht nur die Verantwortung für die Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit des Entwurfs, sondern auch dafür, daß der Entwurf frei ist von offensichtlichen Verstößen gegen grundlegende Regeln des Brückenbaues. Am Schlusse des Abschnitts IV werden noch Bestimmungen für von Dritten aufgestellte Festigkeitsberechnungen und Entwurfszeichnungen und für die Prüfung von Werkzeichnungen getroffen.

Im Abschnitt C, Belastungsannahmen, sind sämtliche Tafeln gegenüber den Vorschriften von 1922 übersichtlicher gestaltet. Neu aufgenommen sind die Tafel 2 (S. 16): Verhältniswerte der Biegungsmomente $\frac{M_{\varrho x}}{\max M_{\varrho}}$, die bisher in dieser Form nur für die Biegungsmomente aus Verkehrslast berechnet war, und die Tafel 11 (S. 27): Größte positive Querkräfte Q_{p_x} für ein Gleis, die das Auftragen der Querkraftlinien aus Verkehrslast (Abb. 25) sehr erleichtert. Damit sind zugleich auch die größten Auflagerkräfte aus Verkehrslast angegeben, die bisher besonders errechnet werden mußten. Die Tafeln 8 bis 10 auf S. 24 bis 26 enthalten für die Lastenzüge N, E und G die Angaben zur Berechnung der Querkräfte Q_{p_x} aus Verkehrslast für ein Gleis, die in der bisherigen Vorschrift für alle drei Lastenzüge in einer Tafel 3 zusammengefaßt waren. Durch diese Trennung ist es möglich geworden, die für die einzelnen Belastungslängen maßgebenden Lastenfolgen anzugeben, was sich besonders für den Lastenzug G als notwendig erwiesen hat. Der Absatz betreffend die Stoßzahl φ ist aus Zweckmäßigkeitsgründen samt der zugehörigen Tafel 3 aus dem Abschnitt D, zulässige Spannungen, in den Abschnitt C, b, Verkehrslast, übernommen worden.

Im einzelnen sind noch folgende Ergänzungen des Abschnitts C zu erwähnen:

Auf S. 14 sind im Unterabschnitt I. Hauptkräfte die Gewichte des Oberbaues (Schienen, Kleineisenzeug) ohne Bettung für N-, E- und G-Brücken angegeben.

Die Fußnote auf S. 16 wurde mit Rücksicht auf das Nachrechnen der bestehenden Brücken durch die Angaben der für die vorläufig noch bestehenden H-, J- und K-Brücken maßgebenden Lastenzüge ergänzt. Beim Lastenzug G wurden die Achsdrücke der Güterwagen (Abb. 20) unter Beibehaltung des Metergewichts von 4 t/m den heute tatsächlich verkehrenden Wagen entsprechend von 12 auf 16 t erhöht (vergl. das neue Achsdruckverzeichnis). Die größten Momente M_{p_x} aus Verkehrslast für den Lastenzug G (Tafel 4) änderten sich dadurch bei Stützweiten $l \geq 24$ m und die Querkräfte Q_{p_x} (Tafel 10) bei Belastungslängen $l_x \geq 20{,}5$ m, in beiden Fällen jedoch nur unwesentlich. Die Erläuterungen für den Lastenzug G wurden außerdem etwas schärfer gefaßt. Der Absatz „Stoßzahl" enthält neue Angaben für die Bestimmung der Stoßzahl bei Fachwerkbrücken mit Schwellen unmittelbar auf den Hauptträgern und für kurze Konsolträger zwischen Endquerträger und Widerlager. Bei Bogenbrücken ohne aufgehobenen Horizontalschub ist künftig mit der dem 0,75fachen der Spannweite statt mit der der halben Spannweite entsprechenden (also mit einer etwas kleineren) Stoßzahl φ zu rechnen. Ebenso ist bei zwei- und mehrgleisigen Brücken mit nur zwei Hauptträgern wegen der größeren ständigen Last künftig die der doppelten Stützweite entsprechende Stoßzahl zugrunde zu legen. Für die Bestimmung der Stoßzahl der Stützenmomente und Auflagerkräfte durchlaufender Träger ist unterschieden zwischen durchlaufenden Trägern mit Gelenken und solchen ohne Gelenke. Die Tafel 3 wurde von Stützweiten $l = 10$ m ab für zwischenliegende Werte von l ergänzt, so daß künftig keine Einschaltungen mehr nötig sind. Ferner enthält die Tafel noch Angaben für die Stoßzahl in den Fällen, in denen die Schienenstöße auf der Brücke geschweißt sind oder Schienenstöße überhaupt nicht vorhanden sind.

Der Erddruck auf die Widerlager wird ohne Berücksichtigung der Stoßzahl φ ermittelt und die Höhe der die Verkehrslast ersetzenden Erdschicht h (von Schwellenoberkante ab gemessen) für die Lastenzüge E und G etwas vergrößert.

Unter γ, Querträgerbelastungen, ist die Abb. 26b Momentenlinie für die Verkehrslast bei zweigleisigen Brücken neu aufgenommen worden.

Bei der Berechnung von Fußwegträgern und Bahnsteigen ist besonders erwähnt, daß hier die Verkehrslasten ohne Stoßzuschlag in die Rechnung einzuführen sind und daß neben den Geländern auch die Fußwegkonsolträger für eine wagerechte, am Geländerholm angreifende Belastung zu berechnen sind, die bei öffentlichen Fußsteigen entsprechend den Festsetzungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie künftig nur noch 80 kg/m statt bisher 100 kg/m beträgt.

Nach dem Abschnitt c, Fliehkräfte, S. 31, sind im Gegensatz zu den bisherigen Vorschriften von 1922 die sich aus der wagerechten Fliehkraft ergebenden Momente und Querkräfte ebenfalls mit der Stoßzahl φ zu multiplizieren. Der innere Hauptträger bei Brücken in Krümmungen ist in Übereinstimmung mit dem Sonderdruck von Kommerell und Schulz über den Einfluß der Fliehkräfte statt für eine zwischen der Ruhelage und der größten zulässigen Zuggeschwindigkeit v gemittelte Geschwindigkeit für die halbe größte Fliehkraft, also entsprechend einer Geschwindigkeit von 0,71 v zu berechnen. Bei Gefällstrecken kann die für die Berechnung der Fliehkräfte im allgemeinen maßgebende größtzulässige Zuggeschwindigkeit nach den Vorschriften der Eisenbahnbau- und Betriebsordnung ermäßigt werden. Besonders wird noch hervorgehoben, daß in gewissen Fällen der äußere Hauptträger durch die halbe größte Fliehkraft und umgekehrt der innere Hauptträger durch die größte Fliehkraft am ungünstigsten beansprucht werden. Als wertvolle Hilfsmittel für die Berechnung des Einflusses von Fliehkräften wird auf die Abhandlungen von Kommerell und Schulz und von Karig verwiesen, die beide im Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, als Sonderdrucke erscheinen und den Dienststellen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft überwiesen werden. Im Abschnitt d, Wärmeschwankungen, S. 33, ist erwähnt, daß für die Berechnung von ständig im Schatten liegenden Bauteilen die sonst üblichen Grenzen der Wärmeschwankungen herabgesetzt werden können.

Im Unterabschnitt II, Winddruck und Zusatzkräfte, werden als vom Winde getroffene Flächen bei Überbauten mit gegliederten Hauptträgern sowohl bei unbelasteter als auch bei belasteter Brücke neben dem Fahrbahnband bezw. dem Fahrbahn- und Verkehrsband nur noch die über und unter dem Fahrbahnband liegenden Teile beider Hauptträger angenommen, während bisher auch die vom Fahrbahnband gedeckten Teile der Hauptträger mitgerechnet wurden. Bei belasteten Brücken ist ferner der Unterschied zwischen Deck- und Trogbrücken weggefallen. Die Bestimmungen sind durch die neuen Abb. 27 bis 30 näher erläutert. Neu ist auch der Zusatz auf S. 34, daß bei untenliegender Fahrbahn die senkrechten und wagerechten Portalkräfte, die durch die Windbelastung der oberen Verbände entstehen, zu berücksichtigen sind.

Der Absatz b, Bremskräfte, enthält eingehende Angaben über die Berücksichtigung der Bremskräfte; Anfahrkräfte sind nicht mehr in Rechnung zu stellen. Besonders sei erwähnt, daß in Zukunft alle den Überbau belastenden Lokomotiv- und Wagenachsen gleichmäßig zur Berechnung der Bremskraft herangezogen werden und daß die Bremskraft ohne Stoßzahl einzuführen ist. Ferner sind Bestimmungen für die Verteilung der Bremskräfte auf die festen und beweglichen Lager getroffen.

Der in Rechnung zu stellende Seitenstoß ist für alle Lastenzüge einheitlich auf 6 t festgesetzt; eine Stoßzahl ist hierbei nicht zu berücksichtigen. Die Bauteile, bei deren Berechnung dieser Seitenstoß zu berücksichtigen ist, sind näher bezeichnet worden. Ähnliche Angaben sind auch im Abschnitt d für die Berücksichtigung der Reibungswiderstände beweglicher Lager gemacht, wobei besonders darauf hingewiesen wird, daß als Reibungswiderstand zur Entlastung des festen Lagers von Bremskräften höchstens die Hälfte der angegebenen Reibungszahlen in die Rechnung einzuführen ist.

Abschnitt D. Zulässige Spannungen usw.

In der Tafel 15, S. 36, sind die zulässigen Spannungen für den hochwertigen Baustahl St 48 neu aufgenommen worden. Da nach der bisherigen Fassung der Tafel 15 Zweifel entstehen konnten, welche Spannungen bei bestehenden Brücken aus dem Jahre 1895 zulässig waren, ist unterschieden zwischen Flußeisen, das vor 1895, und solchem, das nach 1894 eingebaut ist.

Im Unterabschnitt III, Berechnung der Druckstäbe, ist erwähnt, daß die Endstreben von trapezförmigen Hauptträgern für die Berechnung auf Knickung als Gurtstäbe zu betrachten sind und daß bei sich kreuzenden Stäben, von denen der eine Druck, der andere Zug erhält, der Kreuzungspunkt als ein in der Trägerebene und senkrecht dazu festliegender Punkt vorauszusetzen ist, falls die sich kreuzenden Stäbe in ihm mit mindestens zwei Nieten (bei zweiteiligen Stäben in jedem Teil) miteinander verbunden sind. Stäbe mit größerem Schlankheitsgrad als $\lambda = 150$ sollen im allgemeinen nicht verwendet werden; bei Stäben mit veränderlichem Querschnitt ist der Schlankheitsgrad unter Zugrundelegung des Querschnitts in Stabmitte zu berechnen.

Die Knickspannungslinie für Flußstahl St 37 (Abb. 32) hat durch die Festsetzung des Elastizitätsmaßes E auf 2 100 000 kg/cm² (statt 2 150 000 kg/cm²) bei Schlankheitsgraden $\lambda \geq 60$ eine kleine Änderung erfahren. Die Knicksicherheit ν wurde bei Belastung nur durch die Hauptkräfte für alle Eisen- und Stahlsorten im elastischen Bereich ($\lambda \geq 100$) von 4,0 auf 3,5 herabgesetzt (wie bei Ingenieurhochbauten). Die Abb. 32 wurde ergänzt durch die Linie der zulässigen Druckspannungen $\sigma_{d\,zul}$ für Flußstahl St 37, deren Entstehung auf S. 39 er-

läutert wird. Durch die neue, für alle Eisen- und Stahlsorten nach denselben Grundsätzen erfolgende Festsetzung der $\sigma_{d\,zul}$-Linien ergeben sich gegenüber den bisherigen Vorschriften von 1922 kleinere Knickzahlen ω (s. Tafel 16), womit eine wesentliche Werkstoffersparnis verbunden ist. Die Tafel 16 enthält neben den Knickspannungen σ_K und Knickzahlen ω für Schweißeisen und Flußstahl St 37 auch die Werte für den hochwertigen Baustahl St 48. Bei Berechnung von Druckstäben mit außermittigem Kraftangriff ist noch erwähnt, daß die Momente M und das Widerstandsmoment W_n auf die Achse des unverschwächten Querschnitts zu beziehen sind.

Auf S. 40/41 sind ähnlich wie in den künftigen einheitlichen technischen Baupolizeibestimmungen Gebrauchsformeln für Druckstäbe entwickelt, die in Tafel 18 noch besonders zusammengestellt sind. Sie gestatten im unelastischen Bereich $\left(\lambda \gtrless^{0}_{100}\right)$ die Bestimmung des erforderlichen Querschnitts F und im elastischen Bereich $(\lambda > 100)$ die des erforderlichen Trägheitsmomentes J bei gegebener Stabkraft S und unter Verwendung des Profilwertes k, dessen Werte für einige Querschnitte in der Tafel 17 gegeben sind. Weitere Zusammenstellungen der Werte von k für die bei Eisenbahnbrücken am häufigsten verwendeten Querschnitte von Druckstäben werden zurzeit im Eisenbahn-Zentralamt ausgearbeitet und den Reichsbahndirektionen später überwiesen werden.

Auf den rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit der Einzelstäbe darf bei mehrteiligen Druckstäben künftig nur noch verzichtet werden, wenn neben der schon bisher bestehenden Bedingung, daß der Schlankheitsgrad des Einzelstabes nicht größer als der Schlankheitsgrad des ganzen Stabes und nicht größer als 30 sein darf, auch das Trägheitsmoment in bezug auf die materialfreie Achse des Querschnitts um mindestens 10 % größer ist als das in bezug auf die Materialachse. Als freie Knicklänge der Einzelstäbe darf sowohl bei Vergitterungen als auch bei Bindeblechen der Abstand der inneren Anschlußniete gewählt werden. Falls die Querkraft nicht rechnungsmäßig ermittelt wird, sind für die Bindebleche und Vergitterungen die zulässigen Spannungen der Tafel 15 maßgebend. Besonders wichtig ist die Bestimmung, daß bei mehrteiligen Wechselstäben, deren Druckkraft im Verhältnis zur Zugkraft sehr klein ist, von den Regeln dieses Absatzes sinngemäß abgewichen werden darf. Die Wechselstäbe und Wechselträger werden nach den neuen Vorschriften wesentlich günstiger als bisher gestellt, da künftig zu der größten Zug- bezw. Druckkraft nur noch das 0,3fache der zugehörigen größten Druck- bezw. Zugkraft hinzuzurechnen ist. Dasselbe gilt auch für Wechselmomente. Für den Fall, daß die Druckkraft im Verhältnis zur Zugkraft sehr groß ist, ist Vorsorge getroffen, daß dieses Verhältnis auch in dem Nietabzug des Querschnitts zum Ausdruck kommt. Eine weitere Erleichterung bedeutet die Bestimmung, daß Hauptträgerteile nur noch für die Hauptkräfte (ohne Wärmewirkung) auf Wechselwirkung zu untersuchen sind. Selbstverständlich sind solche Hauptträgerteile auch noch für Wärmewirkung, Haupt-, Wind und Zusatzkräfte ohne Wechselwirkung zu berechnen; der ungünstigere Fall ist dann für die Bemessung maßgebend. (Die unterschiedliche Behandlung der Wechselstäbe von reinen Zug- und Druckstäben wurde beibehalten, weil sich bei den umfangreichen Versuchsmessungen an Brücken in der Schweiz, England und Amerika und bei uns gezeigt hat, daß die Wechselstäbe besonders empfindlich sind und bei der Feststellung der Stoßzahl ganz aus dem Rahmen fallen. Bei den demnächst bei uns in Aussicht genommenen Versuchsmessungen soll besonders untersucht werden, ob die nach den „Berechnungsgrundlagen“ kräftiger bemessenen Wechselstäbe sich besser einfügen.)

Die bisherige Berechnungsart oben offener Brücken, die in Wirklichkeit unmögliche Belastungsannahmen voraussetzte und in ihrem Ergebnis zu Widersprüchen führte, ist geändert worden. Die neue Berechnungsart besteht im wesentlichen in der Annahme einer nach außen oder innen wirkenden Seitenkraft von $^1/_{100}$ der größten Stabkraft der benachbarten Gurtstäbe und darf sinngemäß auch auf die Berechnung von Stäben ausgedehnt werden, die ein seitliches Ausweichen von Druckstäben in der Trägerebene verhindern sollen. Außerdem bleibt es freigestellt, statt einer solchen Überschlagsrechnung auch eingehendere Rechnungsverfahren anzuwenden.

Die zulässigen Zug- und Biegungsspannungen der Glieder von Wind- und Querverbänden (hierzu rechnen auch die Brems- und Schlingerverbände) sind nicht mehr nach der Stützweite der Verbände abgestuft, sondern für einen bestimmten Baustoff für alle Stützweiten einheitlich festgesetzt worden, z. B. für Flußstahl St 37 auf 1000 kg/cm² und für hochwertigen Baustahl St 48 auf 1300 kg/cm². Bilden Fahrbahnträger oder vollwandige Hauptträger die Gurtungen dieser Verbände, so brauchen, wie für die Berücksichtigung der Seitenstöße und Windkräfte schon oben erwähnt ist, die durch diese Kräfte und die Fliehkräfte in ihnen erzeugten Spannungen nicht nachgewiesen zu werden. Besonders sei hervorgehoben, daß auch für die Druckstäbe dieser Verbände die ω-Werte der Tafel 16 in die Rechnung einzuführen sind; dadurch ergeben sich infolge der geringeren zulässigen Zug- und Biegungsspannung für solche Verbände höhere Knicksicherheitsgrade. Gekreuzte steife Streben von Windverbänden sind, abgesehen von der erforderlichen Knicksicherheit, nach den früheren preußischen Bestimmungen zu berechnen. Am Schluß dieses Absatzes sind noch Bestimmungen für die Berechnung von Windverbänden bei sehr schiefen Brücken getroffen.

Die Bezeichnungen für Niete und Schrauben sind in die Anlagen aufgenommen (Anlage 6) und den neuesten Normenblättern angepaßt worden. Wesentlich ist (s. Abschnitt VII) die Festsetzung des zulässigen Lochleibungsdrucks von Nieten und eingepaßten Schrauben auf das Zweieinhalbfache der zulässigen Zug- und Biegungsspannung der anzuschließenden Teile.[1]) Dementsprechend wurden die Tafeln, Anlagen 7 bis 11, umgerechnet. Als weitere Ergänzung sind nomographische Tafeln (vergl. „Die Bautechnik“ 1925, S. 74) für die Nietberechnung aufgenommen worden (Anlagen 12 u. 13). Die Wechselstäbe wurden auch hinsichtlich ihrer Anschlüsse günstiger gestellt als bisher, indem künftig Wechselstäbe nur noch dann nach ihrem nutzbaren Querschnitt F_n anzuschließen sind, wenn für ihre Bemessung nicht die Knickbelastung maßgebend ist. Bei Wechselstäben, für deren Bemessung dagegen die Knickbelastung maßgebend ist, ist der Anschluß nach der Wechselbelastung auszubilden, wofür nähere Angaben gemacht werden.

Für Anschlüsse von Stäben mit Beiwinkeln werden besondere Bestimmungen getroffen. Am Schluß des Abschnitts VII wird noch erwähnt, daß die Anschlüsse der Stäbe von Wind-, Quer-, Brems- und Schlingerverbänden nach der größten auftretenden Stabkraft zu bemessen sind und daß bei Stoßverbindungen und bei den Anschlüssen an die Knotenbleche die Stoßlaschen und Nietanschlüsse für die einzelnen Querschnittsteile getrennt zu berechnen sind.

Im Abschnitt VIII sind die zulässigen Spannungen der eisernen Lagerteile durchweg gegenüber den bisherigen Vorschriften wesentlich erhöht und durch die zulässigen Spannungen mit Berücksichtigung der Wind- und Zusatzkräfte für die Berührungsflächen solcher Lager, die sich im unbelasteten Zustande nur in einem Punkte oder in einer Linie berühren, ergänzt worden.

Die Angaben für die Bemessung der Stoßzahl bei der Berechnung der Lager und Gelenke sind auf S. 17 u. 20 im Abschnitt „Stoßzahl“ enthalten. Der zulässige Lochleibungsdruck von Gelenkbolzen wurde auf das 1,3fache der zulässigen Zug- und Biegungsspannung der anzuschließenden Teile festgesetzt.

Nach Abschnitt IX ist für Brücken mit hochliegender Fahrbahn die Standsicherheit gegen Umkippen unter Berücksichtigung von leeren Güterwagen von 1,25 t/m (bisher 1 t/m) Gewicht zu berechnen. Neu ist auch die Forderung des Nachweises der Sicherheit gegen Abheben von den Lagern bei durchlaufenden Trägern ohne Gelenke und mit Gelenken. Eine Verankerung ist in beiden Fällen erst verlangt, wenn der Sicherheitsgrad kleiner als 1,3 (bisher 1,5) ist. Nur bei weit gestützten Brücken wird gegen Umkippen ein Sicherheitsgrad von etwa 1,5 empfohlen.

Die zulässigen Spannungen von Auflagersteinen usw. (Abschnitt X) sind, mit Ausnahme von Mauerwerk aus Bruchsteinen, erhöht worden; dagegen wird bei Granit und ähnlich festem Gestein eine gegenüber früher höhere Würfelfestigkeit von 700 kg/cm² und für den Beton unmittelbar unter den eisernen Lagern nach 28tägiger Erhärtung eine solche von mindestens 300 kg/cm² gefordert, und zwar bei Würfeln von 20 cm Kantenlänge. Die Stoßzahl wird nur berücksichtigt bei Berechnung der Spannungen der Fugen zwischen den eisernen Lagern und den steinernen Unterstützungen, bei der Berechnung der Auflagersteine und des Mauerwerks unmittelbar unter den Auflagersteinen, nicht aber bei der Berechnung der Pressungen der übrigen Fugen und der Bodenpressungen.

Im Abschnitt XI sind die zulässigen Spannungen für Holzschwellen und -beläge angegeben, die gegenüber den bisherigen Vorschriften zum Teil höher sind; außerdem sind die Angaben noch für Kiefernholz und für die Schubspannung $\perp$ zur Faser ergänzt worden. Hölzerne Querschwellen sind im allgemeinen nur für die Hauptkräfte und nur auf Biegung, nicht auf Flächendruck zu berechnen. Die in Tafel 21 angegebenen Werte gelten für die Hauptkräfte und dürfen bei Berücksichtigung der Wind- und Zusatzkräfte noch um 10 % erhöht werden.

Bei der Berechnung der Durchbiegung und Überhöhung der Hauptträger (Abschnitt E) ist die Verkehrslast ohne Stoßwirkung und ohne Fliehkraft anzunehmen und der volle Querschnitt ohne Nietabzug in Rechnung zu stellen; Wind- und Zusatzkräfte brauchen nicht berücksichtigt zu werden. Die von der Verkehrslast herrührende rechnerische Durchbiegung soll in der Regel nicht mehr als $^1/_{900}$ (bisher $^1/_{1000}$) der Stützweite betragen und darf bei Walzträgern in Beton höchstens $^1/_{700}$ (bisher $^1/_{800}$) der Stützweite erreichen. Für Vollwand-

[1]) Vergl. hierzu „Die Bautechnik“ 1925, Heft 10, S. 115 (Pilder). Die Schriftleitung.

träger auf zwei Stützen mit gleichbleibendem Querschnitt und für Blechträger werden Formeln für die Durchbiegung gegeben.

Der Gewichtsberechnung nach dem Muster der Anlage 14 soll in Zukunft auch eine Berechnung sämtlicher mit Deckanstrich zu versehenden Eisenflächen angefügt werden.

Der Anhang, S. 50 bis 54, enthält, wie schon eingangs erwähnt, besondere Bestimmungen für das Nachrechnen und die Verstärkung eiserner Brücken. Zu den schon bisher geltenden Bestimmungen für bestehende Brücken sind zahlreiche neue hinzugetreten, die wesentliche Erleichterungen für das Einstufen bestehender Brücken in die verschiedenen Brückenklassen bringen. Bei der Einstufung und der Beurteilung einer etwaigen Verstärkung darf der Unterhaltungszustand und das Verhalten eines Bauwerks im Betriebe weitgehend berücksichtigt werden; auf Einzelheiten kann im Rahmen dieses Aufsatzes nicht näher eingegangen werden. Besonders hervorgehoben sei nur, daß für das Berechnen von gußeisernen Säulen bestehender Brücken in Anlehnung an das ω-Verfahren neue Bestimmungen getroffen wurden, wobei auch Säulen mit veränderlichem Querschnitt berücksichtigt sind.

Die Anlagen wurden, wie schon erwähnt, durch Muster für eine Zusammenstellung der Querschnittsformen und Querschnittswerte der wesentlichen Glieder eines Bauwerks (Anlage 4) und durch die nomographischen Tafeln für die Nietberechnung (Anlagen 12 u. 13) vermehrt. Einige bedeutungsvollere Änderungen und Ergänzungen der übrigen Anlagen sollen noch kurz angedeutet werden.

In der Anlage 1 wird auf S. 1 bestimmt, daß in den Spalten 8 bis 18 auf S. 2 bei durchlaufenden Trägern und Auslegerträgern neben den Zahlen für die aus den verschiedenen Überbauten gebildete geschlossene Einheit bei den ersteren auch die Zahlen für die einzelnen Öffnungen und bei den letzteren die Zahlen für die einzelnen Trägerabschnitte (Krag- und Schwebeträger) anzugeben sind. Im Brückenverzeichnis, Anlage 2, ist auf S. 2 eine neue Spalte (7) für die Anstrichfläche aufgenommen worden. Das Muster für die 1. Seite der Festigkeitsberechnung (Anlage 3) enthält Spalten für die berechnete und zulässige Durchbiegung der Hauptträger. Da die bisherige Anlage 4 in die zwei Anlagen 4 u. 5 geteilt wurde und außerdem bei Belastung durch Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte Wechselwirkung nicht mehr zu berücksichtigen ist, konnten die Spalten in beiden Anlagen trotz einiger Ergänzungen (z. B. hinsichtlich der Anschlüsse der Trägerteile) breiter gewählt werden als bisher, was besonders für die Angaben der Querschnittsformen und Trägheitsmomente unbedingt nötig war. Die Anlagen 7 bis 11 wurden entsprechend den neuen Bestimmungen über den zulässigen Lochleibungsdruck neu berechnet. In jeder dieser Anlagen wurde durch starke Trennungsstriche hervorgehoben, für welche Bohrungstiefen ein- und zweischnittige Niete jeweils auf Abscheren bezw. auf Lochleibungsdruck zu berechnen sind.

In der Anlage 14 sind zur Beseitigung von Widersprüchen mit den Bestimmungen für die Gewichtsberechnung auf S. 49 einige Umstellungen gemacht. Die Flächenberechnung für gebogene Bleche (Nr. 6) wird künftig genauere Ergebnisse liefern als die bisherige Näherungsrechnung. Die nach den neuen Vorschriften geforderte Anstrichflächenberechnung wird an diese Gewichtsberechnung angeschlossen.

Bei der Festsetzung der neuen Vorschriften war das Streben nach möglichster Wirtschaftlichkeit beim Bau von eisernen Eisenbahnbrücken richtunggebend. Nach der eingangs erwähnten Verfügung sind die neuen Vorschriften allen neuen Entwürfen für eiserne Eisenbahnbrücken und allen bisher noch nicht in Angriff genommenen Nachrechnungen bestehender eiserner Eisenbahnbrücken zugrunde zu legen. Da die neuen Bestimmungen gegenüber den vorläufigen fast durchweg günstigere Berechnungsannahmen enthalten, so erübrigt sich im allgemeinen eine Überprüfung bereits abgeschlossener Nachrechnungen von bestehenden Brücken. Gemäß der Einführungsverfügung sind bereits abgeschlossene Nachrechnungen im allgemeinen nur dann nach den neuen Vorschriften neu aufzustellen, wenn durch ihre Anwendung wesentlich andere Einstufungen einzelner eiserner Brücken zu erwarten sind, wie z. B. bei Fachwerkträgern, deren Wechselstäbe nach den bisherigen Vorschriften ungünstiger gestellt sind als nach den neuen.

Zusammen mit den demnächst erscheinenden Grundsätzen für die bauliche Ausbildung dürften die Berechnungsgrundlagen weiterhin wesentlich zu der wünschenswerten Vereinheitlichung auf dem Gebiete des Eisenbrückenbaues beitragen.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. März ausgegebene Heft 6 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Regierungspräsident Krüger: Die Aussichten des Wohnungsbaues im Jahre 1925. Oberbaurat Dr.-Ing. Dr. rer. pol. R. Heiligenthal: Heidelberg. Prof. L. Peters: Landarbeitereigenheime für die Provinz Brandenburg.

Vorschriften für Eisenbauwerke. Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (B. E.). (Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft — 82. D. 2531 — vom 25. Februar 1925.) Die in der endgültigen Fassung festgesetzten „Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (B. E.)“ und die besonders gedruckte Sammlung der in den Vorschriften enthaltenen Tafeln[1]) werden der Gruppenverwaltung Bayern und den Reichsbahndirektionen demnächst in der angeforderten Anzahl von dem Eisenbahn-Zentralamte übersandt werden. Sie treten mit ihrem Eingang in Kraft.

Wir ersuchen, die neuen Vorschriften allen neuen Entwürfen für eiserne Eisenbahnbrücken und allen bisher noch nicht in Angriff genommenen Nachrechnungen bestehender eiserner Eisenbahnbrücken zugrunde zu legen. Bereits abgeschlossene Nachrechnungen sind im allgemeinen nur dann nach den neuen Vorschriften neu aufzustellen, wenn durch ihre Anwendung wesentlich andere Einstufungen einzelner eiserner Brücken zu erwarten sind, wie z. B. bei Fachwerkskragträgern, deren Wechselstäbe nach den bisherigen Vorschriften ungünstiger gestellt sind als nach den neuen.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Der Generaldirektor.
(gez.) Oeser.

Niete aus hochwertigem Baustahl. (Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft — 82. D 4678 — vom 11. März 1925.) Bei Abnahme von Eisenbauten aus hochwertigem Baustahl St 48 war oft die Feststellung, ob Niete aus St 48 verwendet wurden, deshalb mit Schwierigkeiten verknüpft, weil das vorgeschriebene erhabene Zeichen „H“ auf dem Setzkopf nach dem Schlagen des Nietes kaum sichtbar oder ganz verschwunden war. Es erscheint deshalb notwendig, in den Gegenhaltern zum Schutze des Zeichens „H“ eine kleine Ausdrehung vorzusehen. Die Reichbahndirektionen wollen die Eisenbauanstalten ersuchen, diese Maßnahme durchzuführen.

[1]) Erschienen im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.
Die Schriftleitung.

Daneben noch den Setzkopf soweit abzuflachen, daß das Zeichen „H“ auf der durch die Abflachung entstehenden Kreisfläche Platz findet, scheint nicht nötig zu sein.

Über die Bewährung der Maßnahme ersuchen wir bis zum 1. Oktober 1925 um Mitteilung.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Hauptverwaltung.
(gez.) Kraefft.

Nietberechnungen mit Hilfe von nomographischen Tafeln. Eine Zuschrift des Herrn Ingenieur Wachsmann, Wien XV, Zwölfergasse 6, veranlaßt mich, zu diesem in der „Bautechnik“ 1925, Heft 7, S. 74, von mir veröffentlichten Aufsatz folgendes festzustellen:

Zweifellos hat Herr Wachsmann in seinem Buch „Nomogramme (graphische Tafeln) für Eisenbaukonstruktionen“ auf S. 61 u. 62 schon im Jahre 1924 Tafeln für die Berechnung von Nieten angegeben. Bei der Aufstellung der von mir veröffentlichten Nomogramme handelt es sich aber nicht, wie Herr Wachsmann annimmt, um eine Umarbeitung seiner Tafeln, die ich übrigens bei der Aufstellung meiner Tafeln nicht benutzt habe, sondern mir lag nur daran, für unsere „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken“ ein diesen Vorschriften angepaßtes einfaches Verfahren zur Berechnung der Niete zu bringen.

Ein Vergleich der von mir entworfenen Tafeln mit den Nomogrammen des genannten Buches läßt klar erkennen, daß hier grundlegende Unterschiede hinsichtlich der angewandten Formeln und besonders auch in bezug auf Anordnung und Aufbau der Tafeln bestehen, mit anderen Worten, daß es sich bei meiner Veröffentlichung um eine selbständige Arbeit handelt. Das einzige Gemeinschaftliche beider Arbeiten ist eben die Anwendung der „Nomographie“ für einen bestimmten Zweck, für die weder Herr Wachsmann noch ich Prioritätsansprüche erheben können.

Dr.-Ing. Kommerell, Reichsbahnoberrat.

Die Stufenbahn („trottoir roulant“) als Straßenverkehrsmittel bildet den Gegenstand eines Vorschlages zur Beseitigung zunehmender Verkehrsnöte im Geschäftsviertel in Atlanta (V. St. A.), über den „Electr. Ry. Journ.“ vom 24. Januar 1925 ausführlich berichtet. Es handelt sich dabei um zwei Strecken der Peachtree-Whitehall-Straße und der Marietta-Edgewood-Straße von zusammen etwa 1600 m Länge mit besonders starkem Fußgängerverkehr. Wie aus den Abbildungen ersichtlich, ist die Bahn als ein dreifaches Förderband gedacht, dessen einzelne Streifen in bekannter Weise sich verschieden schnell dergestalt bewegen, daß der neben dem festen Bürgersteig befindliche

Streifen mit 3,2 km, der mittlere mit 6,4 und der äußerste mit 9,6 km Geschwindigkeit in der Stunde läuft. Der vom festen Fußwege nach dem mit Sitzbänken ausgestatteten äußersten Hauptförderstreifen strebende Fußgänger vergrößert also allmählich seine Fördergeschwindigkeit von 0 auf 9,6 km/Std. Die ganze Anlage ist etwa 2,2 bis 2,5 m unter Straßenoberkante gedacht, und zwar — in beiden Richtungen — auf jeder Seite des Fahrdammes; das angegebene Maß von etwa 3,6 m Gesamtbreite wird bei der Darstellung Abb. 1 allerdings offenbar überschritten.

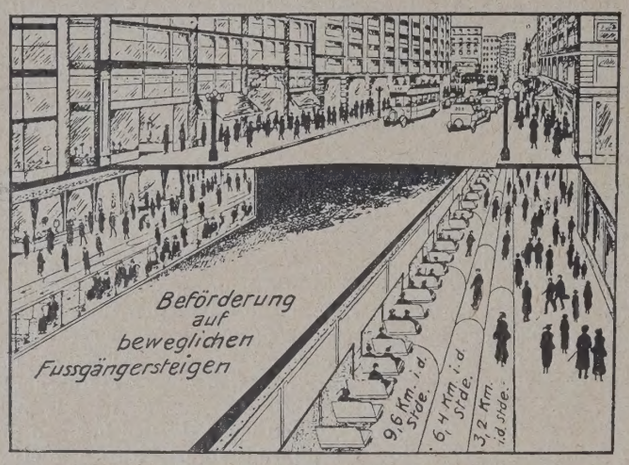


Abb. 1. Schaubild.

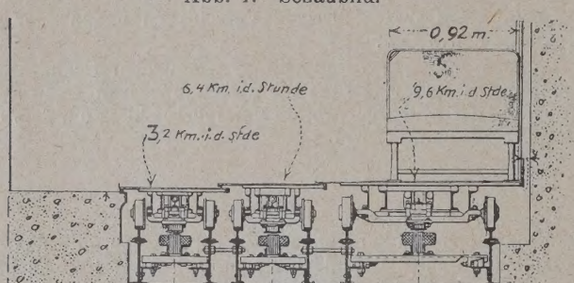


Abb. 2. Schnitt.

Nach Abb. 2 ruht jeder Streifen auf einer Reihe kleiner Förderwagen, deren Räder auf miteinander fest verbundenen Schienen laufen und deren sich 7,5 cm überdeckende Plattformen aus Riffelblech mit Asphaltauflage bestehen. Als Antrieb soll ein elektrisch bewegtes Zahnstangengetriebe dienen; die Kosten der Anlage, die bei der vorstehend angegebenen — ohne Schwierigkeit um 50 % steigerungsfähigen — Geschwindigkeit stündlich 23 600 Personen befördern kann, sind mit ungefähr $^1/_5$ der eines an der gleichen Stelle anzulegenden viergleisigen Straßenbahntunnels veranschlagt. Ki.

Eine amerikanische Wasserkraftanlage. Wie wir einem Berichte von Dipl.-Ing. Hamm in der D. A. Z. entnehmen, ist in den Vereinigten Staaten gegenwärtig eine große Wasserkraftanlage im Bau und ihrer Vollendung nahe. Sie nutzt die Kraft des Tennessee aus, eines Stromes, der annähernd die Größe des Rheins hat und das Gebiet der Staaten Tennessee, Kentucky und Alabama durchfließt.

Hier sind gegenwärtig drei Staudämme im Bau, von denen zwei je ein Kraftwerk enthalten; der dritte dient lediglich der Schiffahrt. Der Fluß ist an dieser Stelle außerordentlich flach, seine Wassertiefe wechselt zwischen 30 cm bei Niedrigwasser und 1,5 m bei Hochwasser. Die Wassermenge ist dagegen sehr beträchtlich, sie beträgt bei Niedrigwasser 260 m³/Sek., bei Hochwasser bis zu 17 600 m³/Sek. Da an dieser Stelle nun auch die Ufer ziemlich hoch und steil sind, ist sie wie geschaffen zu einer Stauanlage, die sowohl der Krafterzeugung wie auch der Schiffahrt dient. Der erste Damm hat eine Stauhöhe von 2,6 m, so daß die Wassertiefe zwischen ihm und dem weiter oberhalb gelegenen Damm II für Flußschiffahrt ausreichend ist. Damm II selbst hat eine Stauhöhe von 30 m, Damm III eine solche von 12,5 m. Das in Damm II eingebaute Maschinenhaus wird eine Leistung von 450 000 kW erhalten, das Maschinenhaus des Dammes III eine Leistung von 200 000 kW.

Natürlich kann diese Leistung, wie bei jeder Wasserkraftanlage, nicht dauernd voll ausgenutzt werden. Die volle Leistung steht sogar nur für eine verhältnismäßig kurze Zeit, weniger als zwei Monate, zur Verfügung. Im einzelnen verteilen sich die verfügbaren Leistungen folgendermaßen:

Prozent der Zeit	Monate	kW
100,0	12	55 000
97,0	12	73 500
88,3	10	104 000
66,7	8	150 000
50,0	6	225 000
20,0	$2^1/_2$	440 000
7,0	1	735 000

Diese Leistungen sind die des Maschinenhauses Damm II. Die Gesamtleistung ist $1^1/_2$ mal so hoch. Für die volle Leistung ist die Anlage nicht ausgebaut, da sie zu kurze Zeit zur Verfügung steht und sich nicht bezahlt machen würde. Immerhin ist die mittlere Leistung sehr hoch, so daß man rechnet, mit der Anlage von Damm II und III zusammen jährlich mehr als 3 Milliarden kWh erzeugen zu können. Mit der vorgesehenen Regulierung des Oberlaufes des Tennessee soll diese Leistung noch um 30 % erhöht werden, also 4 Milliarden kWh erreichen.

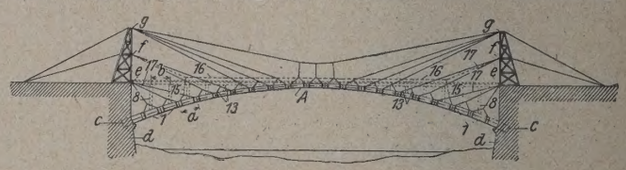
Es ist interessant, aus den Kosten einen Schluß auf die Wirtschaftlichkeit zu ziehen. Rechnet man 7 % für Verzinsung und 5 % für Tilgung, so entstehen daraus allein Betriebskosten von 10,7 Mill. Dollar jährlich, also für die erzeugte kWh 0.355 Cts. Das ist sehr hoch, denn in Amerika ist die Kohle besonders billig, so daß ein auf der Grube errichtetes Kraftwerk die kWh mit einem Aufwande von etwa 0,15 Cts. erzeugen kann, die Benutzung guter Stückkohle vorausgesetzt. Bei Verfeuerung von Abfallkohle geht dieser Satz noch erheblich zurück.

Feuerlose Lokomotiven. Im Anschluß an den Aufsatz von Geheimrat Buhle über „Neuzeitliche Baumaschinen“ in der „Bautechnik“ 1923, Heft 39, S. 408 u. f., wo auch der feuerlosen Lokomotiven (Abb. 11) gedacht ist, sei bemerkt, daß das Februarheft der Hanomag-Nachrichten 1925, vom Hanomag-Nachrichten-Verlag G. m. b. H., Hannover-Linden, zu beziehen, einen ausführlichen Aufsatz von Dr.-Ing. Wichtendahl über das Füllen feuerloser Lokomotiven mit interessanten Bildern dieser für alle feuergefährlichen Betriebe geeigneten Lokomotiven bringt. Die feuerlosen Hanomag-Lokomotiven bieten auch für schlagwettergefährliche Gruben die denkbar größte Sicherheit, jedenfalls eine erheblich größere als elektrische oder Benzol-Lokomotiven.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Bauverfahren für Bogen aus bewehrtem Beton (Kl. 19d, Nr. 404 002, v. 17. 7. 1921, Louis Charles Daleus in Albi (Frankr.). Um ohne Lehrgerüste Bogen von großer Spannweite herzustellen, wird der Bogen aus einzelnen, an Seilen aufgehängten Mantelrohren gebildet, die in mehreren Arbeitsstufen in aufeinanderfolgenden gleichachsigen Ringschichten ausgefüllt werden. Zur Ausrichtung des



Bogens werden zwischen den einzelnen Rohrstücken nachgiebige Bleiringe eingesetzt, die bei der endgültigen Verbindung der Rohrstücke durch autogene Schweißung zum Schmelzen gebracht und durch Eisen ersetzt werden. Bei Bauwerken größter Spannweite wird der in einzelne für sich tragfähige Rohrstücke aufgelöste Bogen stufenweise in einer Außenverschalung zu einem vollen Querschnitt ausgefüllt.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt sind: der Regierungsbaurat (W.) v. Zychlinski, Tapiau, an das Wasserbauamt Rathenow; die Regierungsbaumeister (W.) Zechlin, Rathenow, an das Wasserbauamt Oppeln und Wedler, Kiel, nach Kappeln.

INHALT: Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten. — Lokomotivheizhaus auf Bahnhof Kornwestheim. — Die neuen Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Vorschriften für Eisenbauwerke. Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (B. E.). — Niete aus hochwertigem Baustahl. — Nietberechnung mit Hilfe von nomographischen Tafeln. — Stufenbahn („trottoir roulant“) als Verkehrsmittel. — Amerikanische Wasserkraftanlage. — Feuerlose Lokomotiven. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 10. April 1925 Heft 16

Besondere Schützausbildungen gemäß hydromechanischen Forderungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **R. Winkel**, Berlin.

Die Umläufe der Schiffsschleusen werden im allgemeinen durch Zylinderschütze, Planschütze oder Segmentschütze abgeschlossen. Schon im Jahre 1914 hat H. Krey im Zentralbl. d. Bauverw., S. 334 u. 335, darauf hingewiesen, daß möglichst große Schützöffnungen unter sonst gleichen Verhältnissen zur Erzielung einer ruhigen Lage des geschleusten Schiffes erheblich günstiger wirken als kleine, enge Zuführungen. Die größte erreichbare Durchflußfläche ist nun die Toröffnung selbst; es lag deshalb der Gedanke nahe, die Füllung der Schleuse (bezw. auch die Leerung) durch allmähliche Freigabe der Toröffnung zu bewirken; in welcher Weise das etwa erreichbar ist, wird nachher noch besprochen werden.

Das Zylinderschütz hat den großen Vorzug, daß es nach beiden Richtungen kehren kann, da die äußeren hydrostatischen Verhältnisse am Schütz dieselben bleiben, wenn der größere Wasserdruck auf die Außenhaut oder auf die Innenhaut einwirkt. Und weil ferner die äußeren Druckwirkungen sich mit den Ringspannungen des Schützkörpers das Gleichgewicht halten, erfordern sie keine Auflagerfläche, so daß beim Heben des Schützes nur die verhältnismäßig geringe Reibung zwischen Schützoberfläche und Wasser zu überwinden ist. Wird also das Eigengewicht des Schützes durch ein Gegengewicht ungefähr ausgeglichen, so kann das Schütz mit einer ziemlich kleinen Kraft angehoben werden; allerdings treten unmittelbar nach dem Beginn der Wasserbewegung noch Sogwiderstände hinzu, die aber nur an der schmalen Ringfläche des Zylindermantels angreifen. Als Nachteile sind zu nennen zunächst die etwa etwas pendelnd am Schütz angreifenden Drehkräfte des strömenden Wassers sowie das Luftansaugen des in den Fallschacht in Trichterform hineinstürzenden Wassers. Die Drehwirkung läßt sich durch möglichst gleichmäßige Zuführung des zum Schütz hinfließenden Wassers etwas mildern, sowie (in bekannter Weise) durch eine senkrechte, bis zum Schütz in radialer Richtung herangeführte Leiste, die die in der Schützkammer beiderseits um das Schütz herumfließenden Wasserströme an der Auftreffstelle voneinander getrennt hält. Die richtige Lage dieser Leiste ist am einfachsten und sichersten im Modellversuch zu ermitteln. Über die Strahlbildungen im Fallschacht sind in dem Aufsatze des Verfassers „Der Wasserabfluß bei Zylinderschützen“ in der „Wasserkraft“, München 1921, S. 288 u. 312, weitere Untersuchungen angestellt worden, auf den deshalb hier hingewiesen werden darf. Es liegt vielleicht der Gedanke nahe, das recht lästige und oft gefahrbringende Mitreißen der Luft in die Umläufe und in die Schleusenkammer dadurch zu verhindern, daß das Zylinderschütz oben mit einem Deckel luftdicht verschlossen würde; hierdurch würden sich aber sehr große Kräfte beim Anheben des Schützes ergeben, da alsdann die gesamte Gefällhöhe H zwischen Ober- und Unterwasser auf die ganze Kreisfläche $\frac{d^2\,\pi}{4}$ des Zylinders wirkt, sobald der Raum des Fallschachtes ganz mit Wasser gefüllt ist, was im Betriebe stets der Fall sein würde. Da wäre dann das sogenannte Glockenschütz schon besser geeignet, obwohl sich in der Glocke, in die sich der Zylindermantel beim Anheben hineinschiebt, sehr leicht Luft ansammelt, die wieder durch das Bestreben der Raumänderung (Expansion) unbequem wird. Aus diesen Gründen schlug Dr.-Ing. H. Krey die in Abb. 1 u. 1a dargestellte Schützanordnung vor: Das Schütz ist nur in der tiefsten Stellung, wenn es auf dem Sitzring ruht, durch eine Deckelplatte oben abgeschlossen, die aber nicht mit dem Zylinderschütz, sondern mit dem Sitzring durch ein Dreibein fest verbunden ist (natürlich läßt sich die Platte auch nach oben an einem Träger oder an einem Gerüst so befestigen, daß der Schützhub nicht behindert wird. Diese Abbildungen sind nur schematische Darstellungen, keine Ausführungszeichnungen!). Beim Anheben des Schützes entfernt sich dieses von der Deckelplatte um dasselbe Maß wie vom Sitzring und gibt dabei einen Spalt zwischen der Platte und der Innenwand des Schützes frei, durch den Wasser zum Nachfüllen des unter der festen Platte befindlichen Raumes fließen kann, unter gleichzeitigem Auslassen etwa dort angesammelter Luft. Durch diese Maßnahme wird, wie eingehende Versuche der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin (Schleuseninsel im Tiergarten) gezeigt haben, in bester Weise der beabsichtigte Zweck erreicht. Wirbel- oder Strudeltrichter, die ebenfalls Luft fördern, vermeidet man, wenn man die feste Platte so tief, wie es nur zulässig ist, unter der Wasseroberfläche anbringt. Aus dem Grundriß (Abb. 1a) ist zu erkennen, daß die Streben des Dreibeins für den Wasserdurchfluß kein nennenswertes Hindernis bilden, sie können außerdem noch im Querschnitt die bekannte Fischform erhalten. Da hier eine Mittelführung des Zylinderschützes gedacht ist, trägt das Dreibein einen senkrechten Dorn zur Führung der Hohlstange, die durch drei kräftige Streben mit dem Zylinderschütz in Verbindung steht und zum Heben oder Senken des Schützes dient. Die Kräfte, die zum Heben des Schützes nötig sind, werden nur wenig größer als die beim oben offenen Schütz erforderlichen, da nur der obere schmale Ringflansch von dem Druckgefälle vom Ober- zum Unterwasser belastet ist.

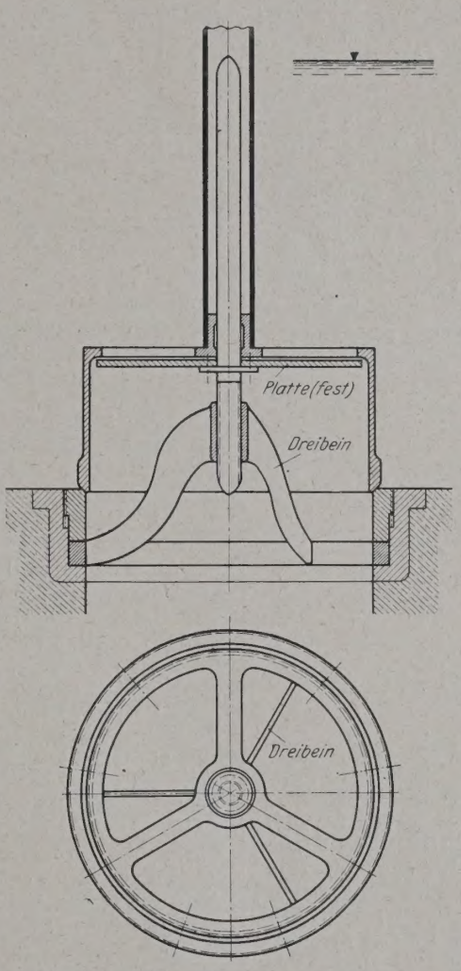


Abb. 1 u. 1a. Zylinderschütz mit Abdeckplatte (ohne Zackenkranz).

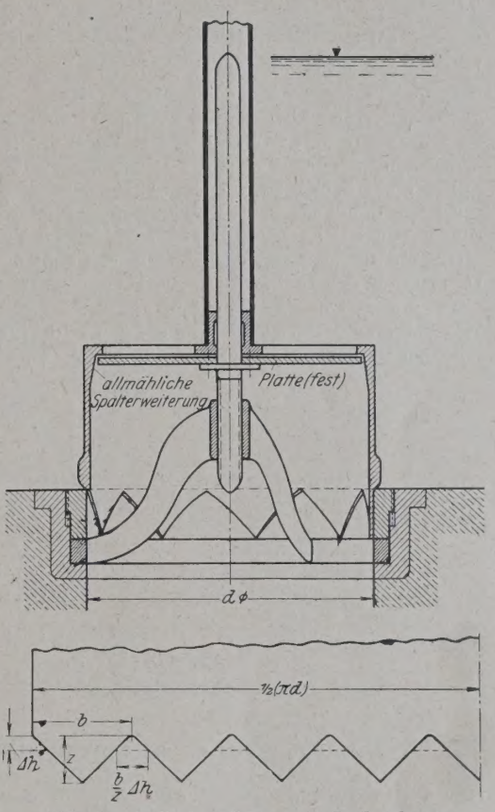


Abb. 2. Zylinderschütz mit Zackenkranz und mit Abdeckplatte.

Nun ist aber zu beachten, daß bei einem oben geschlossenen Schütz die Geschwindigkeit des einströmenden Wassers für gleiche Hubhöhe des Schützes größer wird als bei dem oben offenen Zylinderschütz, weil statt der Höhe h zwischen Sitzring und Oberwasser die

ganze Höhe H vom Unter- zum Oberwasser wirksam wird. Infolgedessen bringt das mit Deckel versehene Schütz bei derselben Hubstellung gerade zu Beginn der Schleusung mehr Wasser in der Sekunde zum Abfluß als das offene Schütz. Wir wissen nun, daß aber zu Anfang der Schleusung die zeitliche Wassermenge nur ganz langsam und allmählich zunehmen darf, damit die geschleusten Schiffe nicht in unzulässig große Schwingungen geraten („Die Bautechnik“ 1923, S. 324 u. 325); daher empfiehlt sich hier besonders die Anwendung des Zackenkranzes am Zylindermantel, über dessen günstige Wirkung im Zentralbl. d. Bauverw. 1923, S. 487, eingehender berichtet worden ist. Abb. 2 zeigt das nach den in den genannten Abhandlungen aufgestellten hydromechanischen Forderungen umgeänderte, oben geschlossene Zylinderschütz. Beim Anhub um Δh wird nicht die große Fläche $(\pi d)\,\Delta h$, sondern nur $n \cdot {}^1/_2 \left(\frac{b}{z}\Delta h\right)\Delta h = {}^1/_2 \frac{(\pi d)}{z}\Delta h^2$ — bei n = Anzahl Zacken — zum Durchfluß freigegeben, auch die allmähliche Spalterweiterung zwischen fester Platte und dem inneren Zylindermantel dient zur Erzielung recht langsamer Zunahme der zeitlichen Wassermenge. Demnach ist die Zunahme $\frac{\Delta q}{\Delta t}$ um so kleiner, je größer die Zackenlänge z wird; indessen sind praktisch Grenzen gesetzt, weil die Zacken aus statischen Gründen nicht übertrieben lang gemacht werden können und auch die Hubhöhe im allgemeinen nicht zu sehr vergrößert werden darf. Im übrigen steht einer etwaigen Versteifung der Zacken an der Innenseite nichts entgegen. Die untere Spitze einer Zacke ist an der Außenseite zweckmäßig etwas abzuschrägen, damit sie beim Herablassen des Schützes leicht in den Sitzring hineingleitet. Was für außerordentliche Vorteile sich durch derartige Maßnahmen erreichen lassen, das geht aus der schaubildlichen Darstellung der in der Berliner Versuchsanstalt gewonnenen Ergebnisse auf S. 333 des Zentralbl. d. Bauverw. 1924 deutlich hervor. Wir kommen damit gleichzeitig auf das dort verwendete Planschütz mit „anfänglichem Dreieckdurchfluß“ zu sprechen, das demselben

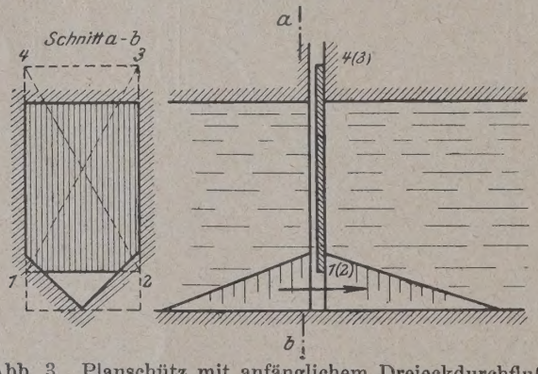


Abb. 3. Planschütz mit anfänglichem Dreieckdurchfluß.

Grundsatze gerecht wird. Abb. 3 stellt schematisch einen derartigen Schützeinbau im Umlaufkanal dar. Das Planschütz (1, 2, 3, 4) selbst ist eine rechteckige Tafel, die auch als Keil-Rollschütz ausgebildet sein kann; in dem Umlaufkanal sind unten vor und hinter dem Schütz keilartige Einbauten vorhanden, die anfänglich beim Heben des Schützes dem Wasser nur eine Dreieckfläche zum Durchfluß freigeben. Wir haben also hier denselben Vorgang wie bei dem Zylinderschütz mit Zackenkranz, nur daß die Gesamtfläche der n-Dreiecke in einer einzigen Dreieckfläche vereinigt zu denken ist. Wie auf S. 333 der letztgenannten Veröffentlichung mitgeteilt worden ist, werden bei Anwendung solcher Schützvorrichtungen lange Umläufe mit Stichkanälen entbehrlich; so können z. B. auf Grund der in der Berliner Versuchsanstalt gewonnenen Ergebnisse die Schleusenmauern der neuen Seeschleuse bei Ymuiden, der größten Schleuse der Welt, als einfache Kaimauern auf Pfahlrostgründung ausgeführt werden, wodurch gegenüber dem ersten Entwurf sich eine Ersparnis von rund 2 Mill. G.-M. ergab („De Ingenieur“, Gravenhage, Nr. 39 en 40). Die keilartige Zusammenführung der Umlaufsohle dient der stetigen Zusammenfassung der Wasserfäden und hinter dem Schütz in gleicher Weise dem stetigen, allmählichen Auseinanderziehen des Wassers. Selbst in bereits vorhandene Umläufe lassen sich solche Keile nachträglich einbauen, um durch die Schützeinrichtung mit „anfänglichem Dreieckdurchfluß“ die Schleusungszeit herabzusetzen; darin liegt nicht etwa ein Widerspruch, denn die Ausführungen in den vorgenannten Veröffentlichungen haben nachgewiesen, daß nur beim Beginn der Schleusung die zeitliche Steigerung des Wasserzuflusses, also $\frac{\Delta q}{\Delta t}$ sehr klein zu halten ist, nachher aber unbedenklich so groß werden darf, daß der geringe anfängliche Zeitverlust mehr als ausgeglichen wird. Ein Schütz im Kreisrohr mag ähnliche, jedoch nicht ganz so günstige Ergebnisse bringen. Als Beispiel dafür, auf wie mannigfaltige Weise die Forderung „der allmählichen und sehr langsamen Steigerung der zeitlichen Zuflußwassermenge zu Beginn der Schleusung“ erreichbar ist, möge die in Abb. 4 dargestellte Anordnung eines Segmentsenkschützes erwähnt werden, das beim Abschluß der ganzen Drempelöffnung zum Segmentsenktor wird und andere Zuflußkanäle entbehrlich macht. Beim langsamen Senken des Tores erweitert sich unten ein Spalt ganz allmählich bis zu einem konstanten Wert (der nur wenige Millimeter beträgt), ähnlich, wie wir es bei Abb. 2 schon kennen lernten; dadurch nimmt auch der Wasserzufluß von Null ganz allmählich während einer Zeitspanne bis auf eine bestimmte Menge zu, die nur klein ist und dann längere Zeit unverändert bleibt. Beim weiteren Senken des Tores beginnt der Überfall eine von Null anfangend allmählich und langsam anwachsende Zuflußmenge zu bringen, die bei der zunächst noch kleinen Überfallhöhe von x den geringen Betrag $q_x = {}^2/_3 \varkappa B x \sqrt{x}$ ausmacht. Es würde nichts im Wege stehen, auch hier die ganze Überfallbreite B erst allmählich erreichen zu lassen etwa durch einen auf die Überfallkrone aufgesetzten Zackenkamm. Der Überfallstrahl fällt in die Torkammer, die ohnehin von den Schiffen frei zu lassen ist. Endlich sei noch erwähnt, daß bei Fächertoren die allmähliche Spalterweiterung leicht zu schaffen ist, die besonders bei Drehung um eine wagerechte Achse[1]) in Verbindung mit einer Überfallwirkung ähnlich günstig sein kann, wie das bei den Versuchen in der Berliner Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau als sehr zweckmäßig befundene Segmentsenktor. Hubtore sind nicht ganz so gut wie Senktore, weil hier nicht die kleine Überfallhöhe, sondern die wesentlich größere Tiefe des Drempels unter dem Oberwasser die Größe der Wassergeschwindigkeit bedingt, aber auch sie könnten etwa unten mit einem allmählich zunehmenden Spalt oder mit Zacken versehen werden, damit die Wassermengenzunahme anfänglich recht gering ist; wenn in dem Drempel keilartige Eintiefungen vorgesehen werden, muß das Tor natürlich entsprechend tief herabgehen.

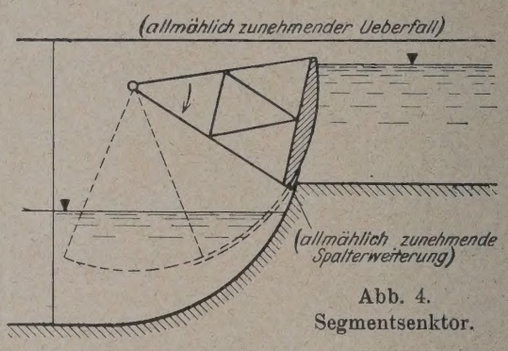


Abb. 4. Segmentsenktor.

Zum Schlusse sei noch vermerkt, daß diese aus den Forschungsarbeiten der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau gewonnenen Erkenntnisse durch die genannten Veröffentlichungen der Allgemeinheit zur Verfügung gestellt worden sind, und daß insbesondere die Ausnutzung der Forderung „der anfänglich allmählich und in der Zeiteinheit sehr langsam anwachsenden Wassermenge“ durch beliebige Maßnahmen zu erfüllen und durch kein Patent in ihrer freien Anwendung eingeengt ist.

[1]) Vergl. hierzu die Abb. 1 des Aufsatzes von Krey im „Bauingenieur“ 1925, „Freie Durchfahrt eines ganzen Schleppzuges durch eine Schleuse“.

Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungsbaurat **Kreß**, Hannover.

(Schluß aus Heft 15.)

Einen anderen Weg beschritt die Gutehoffnungshütte in einer Berechnung, die von dem Gedanken ausging, daß man zur Verbesserung der großen Überbauten im zweiten Felde vom Auflager her eine nur über dieses Feld reichende Strebe einziehen müsse. Wenn einer von den Stäben ABC oder DEF (Abb. 5) steif angenommen, also in B oder E keine Gelenke angenommen werden, so würde das System einfach statisch bestimmt werden; wenn beide Stäbe steif angenommen werden, so tritt einfache statische Unbestimmtheit ein. Für den letzteren Fall ist die Berechnung durchgeführt. Dann sind auch die Zusatzspannungen berechnet, die diese Stäbe durch das Biegungsmoment erleiden, wobei angenommen ist, daß durch die Pfosten die Obergurtstäbe in den gleichen Feldern zur

Aufnahme der Biegungsmomente mit herangezogen werden. Als größte Beanspruchungen ergab diese Berechnung im Untergurt 1560 und im Obergurt 1649 kg/cm² einschließlich Berücksichtigung des Windes. Die Belastungsannahmen waren aber für damalige Zeit viel zu ungünstig gewählt. Der Lastenzug bestand aus drei Lokomotiven mit je drei Lokomotivachsen von 17 t und je drei Tenderachsen von 11 t Achsdruck; die beiden Gruppen von Lasten hatten einen Abstand von 4,532 m, die Lasten einer Gruppe unter sich einen solchen von 1,4835 m. Diese Annahmen ergaben gerade bei der vorhandenen Feldweite von 3,766 m besonders ungünstige Werte. Inzwischen

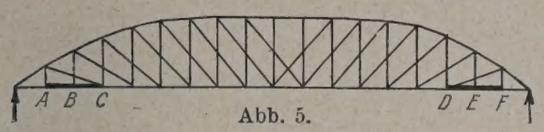


Abb. 5.

waren die vom Preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten herausgegebenen Vorschriften für die Berechnung der eisernen Brücken vom September 1895 erschienen. Unter Zugrundelegung des dort vorgeschriebenen Lastenzuges ermäßigten sich die Beanspruchungen im Untergurt auf 864 und im Obergurt auf 898 kg/cm². Die Überschreitung der zulässigen Beanspruchungen von 850 kg/cm² war so geringfügig, daß man von der Einziehung der Endstrebe Abstand nahm.

Auf Grund der geschilderten Untersuchungen erwog man schon im Jahre 1891 den Ersatz der großen Überbauten durch neue. Man entschloß sich dann aber doch zu einer Verstärkung. Zunächst wurde in Aussicht genommen, Gegenstreben aus Rundeisen von 45 mm Durchm. einzuziehen, die an den Enden aufgestaucht, mit Gewinde versehen und durch gußeiserne Schuhe an den Knotenpunkten befestigt werden sollten. Dieser Gedanke wurde aber bald aufgegeben wegen der Gefahr, in den Hauptstreben durch zu starkes Anziehen Druckspannungen zu erzeugen. Man entschloß sich, die Streben durch Gurtplatten und ein Gitterwerk nach Abb. 6 zu verstärken. Letzteres war in England und später in Baden ausgeführt, hatte den Zweck, den Querschnitt zur Aufnahme von Druckkräften geeignet zu machen, und wurde berechnet nach Winkler (Gitterträger und Lager gerader Träger, Wien 1875). Die Pfosten erhielten ebenfalls Gurtplatten. Streben und Pfosten mußten großenteils durch Laschenbleche an die Knotenpunkte angeschlossen werden, da der bisherige Anschluß nicht mehr ausreichte. Ober- und Untergurt wurden zum Teil durch Platten, ersterer auch durch Bindebleche verstärkt. Die Querträger erhielten obere und untere Gurtplatten. Ihre Aufbringung gestaltete sich besonders schwierig. Sie geschah in zwei Teilen mit einem Stoß in der Mitte unter Einrichtung eingleisigen Betriebes zwischen Schönhausen und Hämerten. Um das Abheben der vorhandenen Gurtplatten während der Ausführung unter dem Einfluß des Eigengewichtes und der Verkehrslast im anderen Gleis zu verhindern, wurde zunächst jedes vierte Niet durch Niete mit einem versenkten Kopf an der Seite der aufzunietenden Platte ersetzt. Dann wurden die übrigen Niete herausgeschlagen, die Verstärkungsplatten aufgelegt und vernietet und zum Schluß die versenkt geschlagenen Niete herausgebohrt, die Löcher durch die Verstärkungsplatten hindurchgebohrt und auch an diesen Stellen Niete mit unversenkten Köpfen geschlagen. Die Längsträger, soweit sie 3,766 m Stützweite haben, wurden durch ein Hängewerk verstärkt.

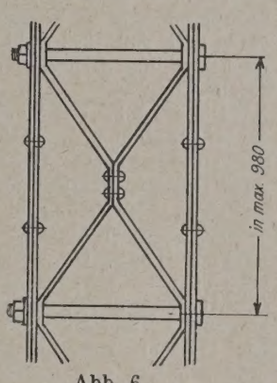


Abb. 6.

Bemerkenswert bei den Entwürfen und der Ausführung der Auswechslung der Drehbrücke und der Verstärkung der Fachwerkbrücken sind die Annahmen für die Berechnung der Querschnitte, die Ansprüche hinsichtlich der Beschaffenheit des Eisens und die Belastungsannahmen.

In den Längs- und Querträgern wurde eine Beanspruchung von 600 kg/cm² zugelassen, der Lochwanddruck durfte 1000 kg/cm² und die Scherspannung 0,8 der zulässigen Stabspannung betragen. Die Querschnitte der Hauptträgerstäbe wurden nach Winkler berechnet nach den Formeln: für Druck $F = \frac{P_0}{1{,}2} + \frac{P_1}{0{,}55} \pm \frac{P_2}{1{,}4}$, für Zug $F = \frac{P_0}{1{,}4} + \frac{P_1}{0{,}6} \pm \frac{P_2}{1{,}3}$. Hierin bedeutete P_0 die Stabkraft aus Eigengewicht, P_1 die größte und P_2 die kleinste Stabkraft aus Verkehr. P_2 ist für Ober-, Untergurt und Streben gleich 0. Bei den Druckstäben wurde eine fünffache Knicksicherheit nach Euler nachgewiesen. Bei dem Verstärkungsentwurf wurde schon die auch jetzt noch übliche Annahme gemacht, daß das Eigengewicht nur von den alten Bauteilen getragen wird, während sich die Verkehrslast auf den verstärkten Querschnitt gleichmäßig verteilt.

Die Ausführung fiel gerade in die Zeit der Einführung des Flußeisens in Deutschland. Die Auswechslung der Drehbrücke war die erste Ausführung in Flußeisen im Bezirk der Eisenbahndirektion Magdeburg. Man brachte damals von vielen Seiten diesem neuen Baustoffe das gleiche Mißtrauen entgegen, wie dies jetzt gegenüber dem hochwertigen Baustahl geschieht. Dem entsprechen die für die Ausführung gegebenen Vorschriften. Zunächst sollten nur die I-Träger der Pfosten aus Flußeisen hergestellt werden, da diese bereits nicht mehr in Schweißeisen gewalzt wurden. Inzwischen war aber die Einführung des Flußeisens so weit fortgeschritten, daß auch die übrigen Eisen nicht mehr in Schweißeisen erhältlich waren. Man mußte sich also dazu entschließen, sämtliche neue Teile in Flußeisen auszuführen. Die Abnahmebedingungen schrieben für die chemische Untersuchung einen Höchstgehalt an Phosphor von 0,1 % vor; für wissenschaftliche Zwecke wurde die Herstellung von Schliffproben und mikroskopisch vergrößerten Bildern durch die chemisch-technische Versuchsanstalt in Berlin vorbehalten. Für die mechanischen Abnahmeversuche waren vorgeschrieben: Kaltbiege-, Härtebiege-, Ausplatt- (Ausbreite-) und Zerreißproben. Bei der Härtebiegeprobe sollte das Eisen hellrotglühend gemacht, dann im Wasser abgeschreckt und danach kalt gebogen werden. Für die Zerreißversuche wurden schon damals Maschinen vorgeschrieben, die die selbsttätige Aufzeichnung eines Schaubildes ermöglichten. Als Bruchfestigkeit war 40 bis 45 kg/mm² vorgeschrieben, ausnahmsweise 39 kg/mm² zugelassen. Die Streckgrenze, die in den Abnahmenachweisungen meist als Elastizitätsgrenze bezeichnet ist, sollte nicht unter 25 kg/mm² liegen und durfte nur ausnahmsweise auf 24 kg/mm² herabgehen. Die Dehnung mußte mindestens 20 % betragen. Die oberen Lagerteile und die Kippzapfen sind aus Flußstahl, die Stelzen und die unteren Lagerteile aus Gußeisen hergestellt. Für die Bearbeitung der Eisenteile war über die Reinigung und den Anstrich vorgeschrieben erst eine mechanische Reinigung, dann nacheinander Bäder in Salzsäure, Kalkwasser und heißem Wasser; nach der Trocknung Anstrich mit siedend heißem Leinölfirnis und danach mit Ölfarbe. Nach der endgültigen Fertigstellung des Baues war vorgesehen eine Probebelastung. Dabei sollte auch die ungünstigste Stellung für die Streben herbeigeführt und sollten Messungen mit einem neueren Spannungsmesser vorgenommen werden. Die bleibende Durchbiegung sollte höchstens 7 % der elastischen betragen. Die Probebelastung fand am 21. April 1897 statt. Die in beiden Gleisen fahrenden Belastungszüge bestanden aus je vier Maschinen von 69,73 t Gewicht und 15,196 m Länge, entsprechend einem Gewicht von 4,589 t/m. Sie waren so zusammengestellt, daß je zwei Maschinen Schornstein an Schornstein standen. Die Durchbiegungen wurden gemessen in der Mitte und unter den beiden Endpfosten. Die Trägerlänge zwischen den beiden Endpfosten beträgt 60,256 m. Die größten gemessenen Durchbiegungen waren bei ruhender Last in der Mitte 34 mm und unter den Endpfosten 6 und 4 mm. Das entspricht auf die der Messung zugrundeliegende Trägerlänge bezogen einem Maße von $34 - \frac{6+4}{2} = 29$ mm und einem Verhältnis von Durchbiegung zu Stützweite von $\frac{29}{60256} = \frac{1}{2078}$; die entsprechenden Maße bei Schnellfahrt waren 35 bezw. 8 und 5 mm, daraus $35 - \frac{8+5}{2} = 28{,}5$ mm und ein Verhältnis von $\frac{28{,}5}{60256} = \frac{1}{2114}$. Das Ergebnis war also ein sehr günstiges.

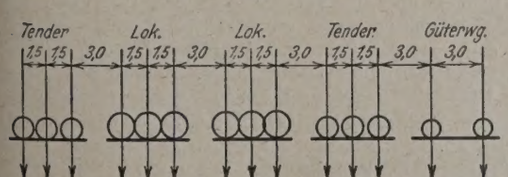


Abb. 7.

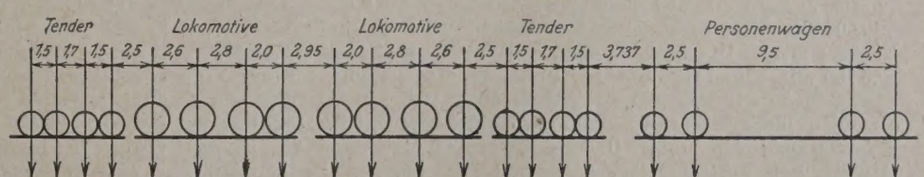


Abb. 8.

Eine auffallende Unsicherheit bestand bei den Berechnungen über die zu wählenden Lastenzüge. Zunächst wurden die Berechnungen für die in den Abb. 7 u. 8 dargestellten Lastenzüge mit den eingeklammerten Lastwerten ausgeführt und der ungünstigere Fall der Bemessung der Querschnitte zugrunde gelegt. Dabei entsprach die Abb. 7 einem Vorschlage von Müller-Breslau, die Abb. 8 der damals schwersten auf der Strecke verkehrenden Maschine. Bei den im Laufe der Bearbeitung wiederholten Aufstellungen von Berechnungen erhöhte man dann zuerst die Lasten der Abb. 8 auf die nicht eingeklammerten Werte, später auch die der Abb. 7 auf die Werte ohne Klammer. Letztere gaben dann allgemein die größten Werte und blieben daher für die Querschnittsbemessung ausschlaggebend. Der Lastenzug der Preußischen Vorschriften von 1895 kam für die Entwurfsbearbeitung zu spät. In Abb. 9 habe ich maßstäblich die

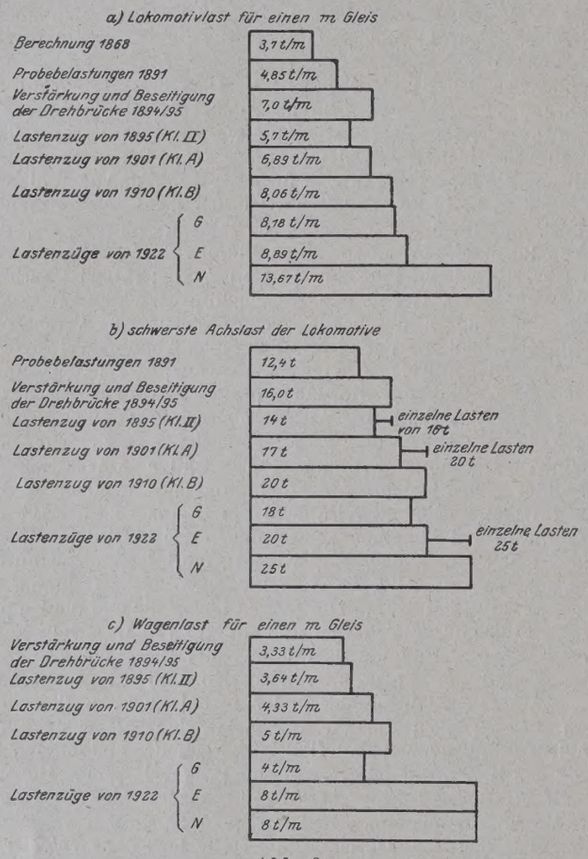


Abb. 9.

Lasten gegenübergestellt, die bei den Berechnungen und den Probebelastungen der Elbebrücke verwendet worden sind, und habe sie ergänzt durch die Lasten der Preußischen Vorschriften von 1895, 1901 und 1910 und der Vorschriften der Deutschen Reichsbahn von 1922. In Abb. a sind die Lokomotivlasten für 1 m Gleis, in Abb. b die Lokomotivachslasten und in Abb. c die Wagenlasten für 1 m Gleis dargestellt. Das starke Ansteigen der Lasten in verhältnismäßig kurzer Zeit zeigt, wie zweckmäßig es war, daß die Deutsche Reichsbahn bei der Aufstellung der neuen Vorschriften mit den Lokomotivlasten bei dem schwersten Lastenzuge an die Grenze dessen heranging, was in dem Normalprofil überhaupt unterzubringen ist. Die Entwicklung bei dieser einen Brücke zeigt, wie bald nach den hier gesammelten Erfahrungen diese vorläufig theoretischen Lasten durch die Wirklichkeit erreicht sein werden.

Die Verstärkung der großen Überbauten wurde im Jahre 1895, die der kleinen Überbauten im Jahre 1896 durch die Gutehoffnungshütte ausgeführt. Bei den ersteren wurden 358 t Eisen eingebaut, 40 000 alte Niete herausgeschlagen und 100 000 neue Niete geschlagen; bei den kleinen Überbauten sind die entsprechenden Zahlen 360,6 t Eisen, 69 760 alte und 157 630 neue Niete. An Kosten sind für die Verbesserung der Brücke in den drei Jahren von 1894 bis 1896 aufgewendet worden für die Auswechslung der Drehbrücke 80 000 Mark, für die Verstärkung der großen Überbauten 145 000 Mark und der kleinen Überbauten 273 000 Mark, zusammen also ungefähr $^1/_2$ Mill. Mark. Trotzdem wurde auch nach dieser gründlichen Verbesserung die Brücke nicht wieder mit der vollen Geschwindigkeit befahren, sondern es blieb eine Ermäßigung der Fahrgeschwindigkeit auf 50 km/Std. auf der Brücke bestehen.

Im Jahre 1897 wurden dann die Brückenuntersuchungswagen durch die Firma W. Stoermann in Berlin mit einem Kostenaufwande von etwa 39 500 Mark angebracht.

Weitere Anderungen an der Brücke wurden in den folgenden Jahren durch den Umbau des Oberbaues hervorgerufen. 1895 wurde die Schienenform 8a mit festem Stoß eingebaut. 1897 erwog man den Einbau von Form 9b mit schwebendem Blattstoß. Es ergab sich aber die Schwierigkeit, wie eine übereinstimmende Lage der Schienenstöße mit den Knotenpunkten der Fachwerklängsträger zu erreichen sei. Bisher hatte man sich beim Stumpfstoß damit geholfen, daß man die Schienen nach Bedarf gekürzt hatte. Da das beim Blattstoß nicht möglich war, verzichtete man auf den Umbau des Gleises. 1907/08 wurden die Schwellenträger hauptsächlich durch Einziehen von Teilstehblechen verstärkt, um den Schwellenabstand von 94,2 cm auf das durch die Preußischen Vorschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernem Überbau vorgeschriebene Maß zu vermindern. Der Kostenaufwand betrug rd. 102 000 Mark. 1912 mußte eine ähnliche Verstärkung der Schwellenträger wegen des Einbaues von Oberbau der Form 15 mit Blattstoß unter Aufwendung eines Betrages von 20 000 Mark vorgenommen werden. Beide Verstärkungen sind von der inzwischen eingegangenen Firma Karl Engelke in Hannover ausgeführt worden. Schon im Jahre 1912 wurde wegen der geringen Tragfähigkeit und der immer wieder aufzuwendenden Kosten für Verbesserungen an der Brücke die Anmeldung von Mitteln für die Auswechslung der großen Überbauten in den folgenden Haushaltsjahren in Aussicht genommen. Infolge dringender anderer Bauausführungen und des Ausbruches des Krieges kam diese Absicht nicht zur Ausführung.

Im Jahre 1903 zeigen sich zum ersten Male Sprünge in den Auflagerplatten. Diese Erscheinung wiederholt sich in den Jahren 1913, 1918, 1921 und 1923. Abhilfe wurde geschaffen teils durch Auswechslung der gesprungenen Teile, teils durch Umlegen von Eisenbändern.

Die geschilderten Erscheinungen beweisen neben den Ergebnissen der Nachrechnungen, nach denen die Brücke in die alte Klasse IV oder die neue Klasse *K* einzureihen ist, daß die Brücke an der Grenze ihrer Leistungsfähigkeit angekommen war, die durch immer wiederkehrende Aufwendung nicht unerheblicher Mittel nur ungenügend gesteigert werden konnte. Abhilfe war nur möglich durch Ersatz der eisernen Überbauten durch neue, wozu man sich im Jahre 1922 entschloß.

Als man diesen Entschluß bereits gefaßt hatte, zeigte sich eine Erscheinung, die meines Wissens noch nirgends beobachtet worden ist. Die Stelzen der beweglichen Auflager ruhen zwischen vollständig glatten oberen und unteren Auflagerplatten, die keine Vorrichtungen besitzen, um eine seitliche Verschiebung zu verhindern. Im November 1923 wurde festgestellt, daß sich die beweglichen Lager der Öffnung 6, also der Hauptschiffahrtsöffnung, um 60 mm auf der untersten Platte senkrecht zur Gleisachse nach Süden verschoben hatten. Eine genauere Untersuchung ergab, daß auch in den Öffnungen 3, 7 und 8 die gleiche Bewegung, nur mit einem geringeren Maße von 20 bis 30 mm, eingetreten war. Von den Ursachen, die man zur Erklärung der Erscheinung suchte, schieden die Auslösung innerer Spannungen, ungleiche Erwärmung der Hauptträger und Anfahren durch ein Schiff sofort wegen des Alters der Brücke, der Jahreszeit des Auftretens und der Lage der betroffenen Überbauten wieder aus. Als einzige Erklärung blieb übrig ein Drehmoment, das bei einer zweigleisigen Brücke infolge der außenmittigen Lage der Gleise durch Längskräfte erzeugt wird, wie sie beim Bremsen und dem Schienenwandern auftreten. Dieses wirkt in beiden Gleisen im gleichen Sinne. Von den vier fraglichen Überbauten hatten drei die beweglichen Auflager am Westende, einer am Ostende. Bei ersteren war die Bewegung nach Süden, bei letzterem nach Norden eingetreten. Der Bewegungssinn stimmt also mit der Annahme über die Ursache überein und scheint sie zu bestätigen. Daß die Erscheinung erst jetzt aufgetreten ist, läßt sich aus der Zunahme der Gewichte der Betriebsmittel und namentlich der Erhöhung der Bremskräfte bei der durchgehenden Güterzugbremse erklären. Als Vorsichtsmaßregeln wurden zunächst das Verbot des Bremsens auf der Brücke, die Verminderung der Fahrgeschwindigkeit auf 30 km/Std. auf der Brücke und die Verschärfung der Überwachung der Geschwindigkeitsermäßigung eingeführt. Beim Zurückschieben eines Überbaues in seine richtige Lage wurde durch Messung festgestellt, daß nicht ein Nachgeben der festen Lager, sondern eine Verbiegung des ganzen Überbaues bei der Verschiebung eingetreten war. Der zunächst durch eine hölzerne Absteifung in seiner Lage gehaltene Überbau bewegte sich sofort wieder in der gleichen Richtung unter scharfer Zusammendrückung der Aussteifung, woraus auf große Kräfte zu schließen ist. Um erneutes Verschieben zu verhindern, wurden als Notmaßnahme eiserne Rahmen eingebaut, die die oberen Lagerplatten führen und die fehlenden Vorrichtungen gegen seitliches Verschieben ersetzen.

Allgemeiner Entwurf der neuen Brücke.

Zunächst war die Frage zu entscheiden, ob die Auswechslung der Überbauten unter Beibehaltung der alten Pfeiler oder der Bau einer neuen Brücke neben der alten vorzuziehen sei. Gegen die erstere Lösung sprach eine Reihe von Gründen. Der Zugverkehr auf der Strecke ist außerordentlich dicht. Es mußte mit 152 Zügen einschließlich der Bedarfszüge am Tage gerechnet werden; das bedeutet, daß etwa alle $9^1/_2$ Min. ein Zug über die Brücke fährt. Da mit einer Unterbrechung des Zugverkehrs von mindestens zwei Stunden gerechnet werden mußte, war bei der großen Zugdichte diese Pause ohne schwere Beeinträchtigung des Betriebes nicht zu schaffen. Bei der Auswechslung eines Überbaues nach dem anderen wäre man an die vorhandene Pfeilerstellung und Überbauunterstützung gebunden gewesen. Ihre Verstärkung im Betriebe war nicht zuverlässig möglich. Durch die Erschwerung der Bauausführung und des Betriebes wurden hohe Kosten hervorgerufen, denen keine bleibenden Werte gegenüberstanden. Die Entscheidung fiel daher zugunsten einer neuen Brücke neben der alten. Damit war der große Vorteil verbunden, daß man die alten Pfeiler bei einem späteren viergleisigen Ausbau der Strecke für die Überbauten der neuen Gleise wiederverwenden konnte. Bei Durchführung gemeinschaftlicher Auflagerung konnte der mittige Angriff der Auflagerkräfte erreicht, und damit konnten die Pfeiler so günstig beansprucht werden, daß sie im allgemeinen auch für die höheren Lasten ausreichten. Wo dies nicht ganz der Fall war, konnten Verstärkungen der Pfeiler außerhalb des Betriebes leicht und zuverlässig ausgeführt werden.

Mit der Pfeilerstellung war man zwar auch hier im allgemeinen an die der alten Brücke gebunden; kleine Abweichungen blieben aber möglich. Die Strombauverwaltung wünschte eine Schiffahrtsöffnung von etwa 100 m Lichtweite. Diese ließ sich leicht dadurch schaffen, daß die Öffnungen 5 und 6 der alten Brücke zu einer Öffnung zusammengefaßt wurden. Die Überbauunterkante in dieser Öffnung mußte mit Rücksicht auf die Schiffahrt auf 39,23 m über N. N. liegen, in den Flutöffnungen konnte sie auf 36,37 m über N. N. gesenkt werden. Den jetzigen Ansprüchen an den Brückenbau entsprechend sollte die neue Brücke ein organisches Gesamtbild bieten. Die Verhältnisse legten es nahe, die Brücke in zwei Teile zu teilen, eine ausgesprochene Flut- und eine ebensolche Strombrücke, die durch den Pfeiler IX geteilt sind. Erstere umfaßt die Öffnungen 10 bis 18 und erhält Paralleträger mit Fahrbahn oben. Letztere reicht von Öffnung 1 bis 9 und erhält im allgemeinen Überbauten mit Fahrbahn unten. In der Mitte dieses Teiles liegt die Schiffahrtsöffnung. Der erste Entwurf sah eine Gestalt vor, die der Hängebrückenform entlehnt war (Tafel 1, Abb. 2). Um dabei ungefähr Seitengleichheit zur Schiffahrtsöffnung zu erreichen, wurden die alten Öffnungen 7 und 8 in drei Öffnungen aufgeteilt, wenn auch dabei nicht vollständige Gleichheit der Stützweiten der Öffnungen 1 bis 3 einerseits und 7 bis 9 anderseits erreicht wurde. Hierbei war die Zahl der Öffnungen der neuen Brücke gleich der der alten.

Gegen diese Form war einzuwenden, daß in ihr eine gewisse Unwahrheit lag, da ihr die Form der Hängebrücke zugrunde lag, und sie das Wesen der Gelenkbrücke, die sie in Wirklichkeit war, nicht zum Ausdruck brachte. Es wurden daher weitere Versuche gemacht, eine Form zu finden, die die Eigenart der Gelenkbrücke mehr betonte. Es wurde eine große Reihe von Skizzen angefertigt, und zwar zum Teil im Reichsverkehrsministerium, zum Teil von der Bauabteilung in Stendal. Schließlich wurde auch mehreren Brückenbauanstalten eine Einladung zugestellt, allgemeine Vorschläge in Linienskizzen zu machen. Von der großen Zahl von Vorschlägen kann ich nur einige wenige auf den Tafeln 1 und 2 zeigen, aus denen hervorgeht, wie man versucht hat, sowohl das Gelenk wie das Auflager durch die Form zu betonen und die äußeren Umrißlinien möglichst der Momentenlinie anzupassen, dabei aber Unschönheiten zu vermeiden.

III bis VI stellen die Vermittlung von den niedrigen Seitenöffnungen zu der hohen Mittelöffnung durch Ansteigen des Obergurtes her; der Übergang am Ende der Öffnungen 4 und 6 nach Öffnung 5 hin geschieht durch einen mehr oder weniger stark ausgeprägten Knick.

Bei IV ist der Knick kürzer und schärfer. Das Gelenk ist stärker betont durch Knickung der Strebe in den beiden ersten Feldern der Hauptöffnung. Die Geschlossenheit des eingehängten Teiles wird dadurch mehr hervorgehoben, daß eine Strebe über die Felder 3 bis 5 der Hauptöffnung reicht.

Bei V ist der Kragarm so ausgebildet, daß an Stelle des Gelenkes ohne weiteres ein hohes Pendel gesetzt werden kann.

VI und VII betonen den Pfeiler durch Herunterziehen der Untergurtung.

Bei VII ist der Knick beim Übergang von Öffnung 4 auf 5 weicher; in letzterer Öffnung ist die Unterteilung der Felder vermieden.

VII und VIII beschränken die Hervorhebung der Strombrücke durch obenliegende Hauptträger auf die Öffnungen 4 bis 6, während sämtliche übrigen Öffnungen untenliegende Hauptträger erhalten. Um das auch in den bisherigen Öffnungen 7 bis 9 zu ermöglichen, mußte deren Stützweite vermindert werden, was durch Aufteilung in vier Öffnungen erreicht worden ist.

VIII zeigt bereits eine Annäherung an die zur Ausführung kommende Lösung IX. Sie zeigt abgestufte Paralleträger. Der Obergurt in der Hauptöffnung ist leicht gekrümmt.

Die zur Ausführung bestimmte Lösung IX ist gleichzeitig und unabhängig voneinander von Herrn Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr. Schaper im Reichsverkehrsministerium entworfen und von der Firma Fried. Krupp vorgeschlagen worden. Sie paßt sich ausgezeichnet der flachen Landschaft an, während die zuerst vorgesehene Hängebrückenform namentlich von der Seite gesehen und besonders nach dem viergleisigen Ausbau durch die vielen Spitzen äußerst unruhig gewirkt haben würde. Sie gestattet auch die Betonung der Gelenke. Diese sind nur in den Öffnungen 4 und 6 angewendet worden, weil sie in den anderen Öffnungen wegen der Bestimmungen in den neuen Berechnungsgrundlagen der Reichsbahn über Wechselstäbe bei den vorliegenden Stützweiten keinen Vorteil mehr boten.

Sämtliche Überbauten sind zweigleisig ausgebildet worden, auch die mit obenliegender Fahrbahn, da bei der zur Verfügung stehenden Bauhöhe und dem Gleisabstand von 3,50 m eine zweckmäßige Ausbildung der mittleren Träger von eingleisigen Überbauten nicht möglich gewesen wäre. Die Achse der neuen Brücke liegt von der der alten 21,15 m entfernt, damit die Gründung der neuen Pfeiler ohne Schädigung der alten Pfeiler möglich ist.

Der Beschluß, eine neue Brücke zu bauen, ließ Bestrebungen auftauchen, die Strecke näher an Tangermünde heranzurücken, wie es beim Bau der Strecke schon einmal in Aussicht genommen war. Dagegen sprach aber, abgesehen von der größeren Länge der Brücke, noch eine Reihe anderer Gründe. Da die Strecke großenteils auf hohen Dämmen hätte liegen müssen, hätten sich die Baukosten um etwa 8 Mill. R.-M. erhöht. Die Strecke wäre um 2,5 km verlängert worden, was eine Steigerung der Betriebskosten und damit eine Erhöhung der Tarife für den Gesamtverkehr auf der Strecke zur notwendigen Folge gehabt hätte. Beim viergleisigen Ausbau hätten die neuen Gleise entweder dem Zuge der verlegten Strecke folgen müssen, dann hätte man die alten Pfeiler nicht wieder verwenden können; oder die neuen Gleise hätten die zunächst verlassene Strecke wiederbenutzt, dann wären hohe Kosten durch die Unterhaltung und Bedienung zweier Strecken, eine Unklarheit in der Trennung des Personen- und Güterverkehrs und häufige Überschneidungen von Zugfahrten entstanden, da man sowohl von den Personen- wie Güterzügen nur die in Tangermünde haltenden über die Umleitungsstrecke gefahren haben würde. Der Nutzen für die Stadt Tangermünde wäre nur sehr gering gewesen, da für die Industrie schon jetzt ein regelspuriger Anschluß an die Hauptbahn durch die Stichbahn Stendal—Tangermünde vorhanden ist. Zugunsten der Allgemeinheit mußte es daher bei dem Bau der neuen Brücke neben der alten bleiben.

Durch den Bau wurde ferner der Gedanke angeregt, unter Benutzung der freiwerdenden alten Überbauten eine feste Straßenbrücke über die Elbe in der Nachbarschaft der jetzigen Eisenbahnbrücke zu schaffen. Das Bedürfnis nach einer solchen Brücke kann wohl nicht bestritten werden, da zwischen Magdeburg und Harburg nur eine feste Brücke für Straßenverkehr bei Wittenberge vorhanden ist. Diese Brücke dient aber in erster Linie dem Eisenbahnverkehr und nur in den Zugpausen dem Straßenverkehr. Die Verhandlungen über diese Frage sind noch im Gange.

Im August 1923 begannen die Bohrungen zur Untersuchung des Baugrundes für die neue Eisenbahnbrücke. Am 2. September begannen die eigentlichen Bauarbeiten. Die Bauleitung ist der „Bauabteilung Elbebrücke in Stendal“ übertragen, deren Vorstand Herr Regierungsbaurat Zwach ist.

Beim Abschluß des Jahres 1924 war der Stand der Bauarbeiten folgender: Der Landpfeiler am Ostufer ist im Bau, die Mittelpfeiler I bis III sind fertig. Ausführende Firma hierfür ist die Firma Tesch in Berlin. Die Ausführung der Pfeiler IV bis VIII ist der Firma Beuchelt in Grünberg übertragen, die Luftdruckgründung anwenden wird. Die vorbereitenden Arbeiten an den Pfeilern VII und VIII sind im Gange. Die Pfeiler IX bis XVII und das westliche Landwiderlager hat die Firma Windschild & Langelott bereits fertiggestellt. Die Lieferung einschließlich Entwurfsbearbeitung der eisernen Überbauten des westlichen Teiles bis Pfeiler IX ist an die Brückenbauanstalt Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen vergeben. Die Aufstellung beginnt Anfang Februar. Der östliche Teil der eisernen Überbauten ebenfalls mit der Entwurfsbearbeitung ist der Brückenbauanstalt der Firma Fried. Krupp in Rheinhausen übertragen. Sie hat sich bezüglich der Werkstattarbeiten mit den Brückenbauanstalten Gutehoffnungshütte in Oberhausen und Jucho in Dortmund geteilt. Die Entwurfsbearbeitung und die Aufstellung auf der Baustelle liegt allein in den Händen der Firma Fried. Krupp. Voraussichtlich werden in der ersten Hälfte des Sommers 1925 noch die Luftdruckgründungs-

arbeiten an den Pfeilern IV bis VI und die Aufstellungsarbeiten des westlichen Teiles der eisernen Überbauten im Gange sein. In der zweiten Hälfte werden voraussichtlich die eisernen Überbauten der Osthälfte gleichzeitig vom östlichen Landwiderlager und vom Pfeiler IX aus vorgebaut werden. Im Sommer 1926 soll als Schlußglied der Überbau der Schiffahrtsöffnung im freien Vorbau hergestellt werden.

Die Brücke ist die zurzeit größte in Deutschland im Bau begriffene Brücke, die in hochwertigem Baustahl St 48 ausgeführt wird. Sie weist einige Besonderheiten auf. Bei sämtlichen Pfeilern ist die gemeinschaftliche Auflagerung der Überbauten streng durchgeführt. Dadurch wird erreicht, daß sämtliche Kräfte mittig angreifen, wodurch eine günstigere Beanspruchung der Pfeiler im Inneren und des Baugrundes erreicht wird. Die Pfeiler können namentlich im oberen Teile schlanker gehalten werden. Der obere Teil der Pfeiler besteht aus einer durchgehenden Eisenbetonplatte, aus der die Auflagersteine, ebenfalls aus Eisenbeton, herauswachsen. Diese Platte soll die Auflagerkräfte möglichst rasch gleichmäßig auf den Pfeilerquerschnitt verteilen und gleichzeitig die Zugkräfte aufnehmen, die auftreten, wenn man den Pfeiler als einen Träger auf zwei Stützen betrachtet, bei dem die Auflager die Stützen und die Bodenpressung die gleichmäßig verteilte Belastung darstellen. Die Besichtigungswagen sollen nicht, wie bisher üblich, unter den Überbauten hängen, wobei für jede Öffnung ein besonderer Wagen nötig ist. Es sollen statt dessen für den östlichen und den westlichen Teil der Brücke, getrennt durch den Pfeiler IX, je zwei Besichtigungswagen seitlich laufen. An ihnen sollen schwenkbare Auslegerbrücken hängen, die innerhalb der Öffnungen unter den Überbau, bei den Pfeilern aber parallel zur Brückenachse geschwenkt werden, so daß sie die Vorbeifahrt am Pfeiler gestatten. Sie werden mit Motoren zur Fortbewegung mit etwa 2,5 km/Std. ausgerüstet und laufen am Ende der Brücke zum Teil in Kammern im Widerlager, in denen sie verschlossen werden können.

Weitere Mitteilungen über Einzelheiten des Entwurfs und der Ausführung müssen späteren Veröffentlichungen vorbehalten bleiben, wenn die Entwurfsarbeiten vollständig abgeschlossen sind und die Ausführung weiter vorgeschritten ist.

Die Versuchsanstalt für Holz, Stein und Eisen der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe.

Die zurzeit ausscheidende Generation von Hochschullehrern hat in den letzten Jahrzehnten des vorigen Jahrhunderts und im Anfange des jetzigen die Theorie so gründlich ausgebaut und die theoretischen Erkenntnisse derart erweitert, daß die neue Generation dazu neigt, durch Laboratoriumsarbeit zunächst einmal festzustellen, wieweit die Ergebnisse der theoretischen Forschung mit der Wirklichkeit übereinstimmen, und sich bemüht, die neuen Erkenntnisse durch Veredelung der Baustoffe und Fortbildung der Konstruktionen für die Anwendung nutzbar zu machen. Die schwierige wirtschaftliche Lage trägt heute dazu bei, daß auch die Industrie die guten Eigenschaften der Baustoffe bei den Konstruktionen weitgehend ausnutzen und stärker als früher auf Verbesserung und Veredelung der Arbeit bedacht sein muß.

Die Technischen Hochschulen haben das Bestreben, den künftigen Ingenieur schon während seines Studiums auf diese Notwendigkeit hinzuweisen und ihn zugleich mit den konstruktiven Übungen auch mit den Baustoffen selbst in dem Laboratorium vertraut zu machen.

Aus dieser Erkenntnis heraus wurde bei der Bauingenieur-Abteilung der Technischen Hochschule Karlsruhe im Jahre 1919 von Prof. E. Probst eine technische Versuchsanstalt für Beton und Eisenbeton errichtet, die im „Bauingenieur“ 1920 beschrieben ist.

In den letzten beiden Jahren ist ihr nun eine Schwesteranstalt in meiner Versuchsanstalt entstanden, die mit Ausnahme von Eisenbeton alle Baustoffe und Konstruktionen in ihren Arbeitskreis gezogen hat.

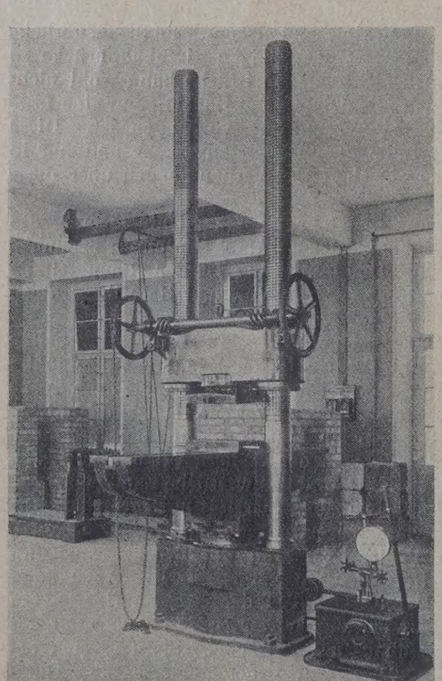


Abb. 1. Blick in den Prüfraum.
Vorne die 500-t-Maschine der M. A. N., dahinter die beiden Backstein-Pfeilerpaare für die 6 m lange Belastungsvorrichtung.

Als vor zwei Jahren der Neubau der Bauingenieur-Abteilung in Betrieb genommen wurde, wurde mir der östliche Teil der beiden Flügelbauten zur Benutzung für Zwecke meines Lehrstuhles für Brückenbau, Baustatik und wissenschaftliche Betriebsführung übergeben. Der zweigeschossige Flügelbau enthielt in seinem vorderen Teil einen, durch beide Geschosse bis zur Dachhaut durchgehenden, großen Laboratoriumraum, während die hintere, nördliche Hälfte im Erdgeschoß einen Werkstättenraum und im Obergeschoß einen Sammlungsraum, getrennt durch eine Eisenbetondecke, enthielt. Da die Baukasse schon durch den Hochbau vollständig erschöpft war, standen staatliche Mittel zur Beschaffung von Maschinen und Einrichtungsgegenständen nicht mehr zur Verfügung.

Einer Anregung meines Vorgängers auf dem Lehrstuhl, des Geh. Oberbaurates Prof. Dr.-Ing. Engeßer, folgend, arbeitete ich gleichwohl einen Plan für die Errichtung einer Versuchsanstalt aus, die sich allen für das Bau- und Maschinenwesen wichtigen Baustoffen und Konstruktionen, mit Ausnahme von Eisenbeton, widmen und daneben die Aufgabe eines baustatischen Laboratoriums übernehmen sollte. Die Untersuchung aller Materialien wurde bisher in der Chemisch-Technischen Prüf- und Versuchsanstalt an der Technischen Hochschule durchgeführt. Auf Grund besonderer Vereinbarungen wollte diese jedoch ihr Arbeitsgebiet auf die rein chemischen und technischen Prüfungsarbeiten beschränken und die Untersuchung der Metalle, Hölzer und Steine der neu zu gründenden Anstalt überlassen.

Mit der Verwirklichung des Planes konnte begonnen werden, nachdem ein früherer, inzwischen verstorbener Angehöriger der Technischen Hochschule, Herr Johannes Dörnen, Inhaber der Brückenbauanstalt J. Dörnen in Derne, Kreis Dortmund, im Jahre 1921 den Betrag von 100 000 Mark für die Versuchsanstalt zur Verfügung gestellt hatte. Ihm schlossen sich bald weitere Stiftungen an, so daß nach Verlauf von wenigen Monaten mit der Aufstellung der ersten Maschine begonnen werden konnte. Bei der Beschaffung und Einrichtung leistete Herr Prof. Dr.-Ing. Quietmayer aus Hannover als Mitarbeiter in der ersten Zeit wertvolle Hilfe.

Allgemeine Einrichtung des Prüfraumes.

Aus staatlichen Mitteln wurde in dem großen, durch zwei Stockwerke hindurchgehenden Raum zunächst eine hölzerne Zwischendecke eingezogen, durch die die Höhe des Prüfraumes auf 4 m beschränkt und dafür im Oberstock ein neuer Arbeits- und Sammlungsraum von 144 m² Grundfläche gewonnen wurde. Die Decke erleichterte zudem die Heizung des Prüfraumes beträchtlich.

Für die Versuchskörper und Konstruktionen aus den verschiedenen Baustoffen stehen bis heute in diesem Prüfraum ebener Erde zur Verfügung:

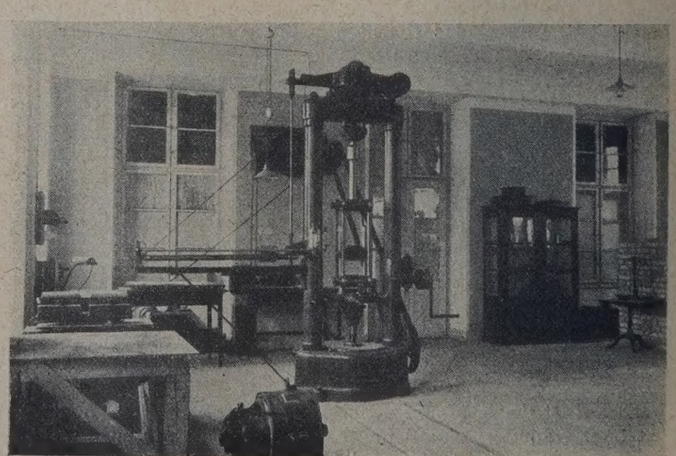


Abb. 2. Blick in den Prüfraum.
Die 50-t-Maschine von Mohr & Federhaff.

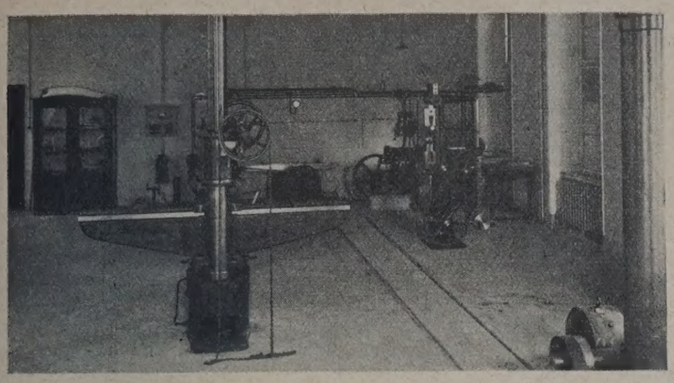


Abb. 3. Blick in den Prüfraum.
Vorne die 500-t-Maschine; rechts die 5-t-Maschine von Amsler; hinten der Motor mit den beiden Kompressoren.

1. Eine Belastungsvorrichtung, bestehend aus einem Träger I 30 von 6 m Länge, der als einarmiger Hebel sich um eine wagerechte Achse dreht. Die Achse ist verankert in einem Backstein-Pfeilerpaar, das mit einem zweiten Pfeilerpaar zusammen gleichzeitig zur Auflagerung der Versuchskörper dient. Kraftwirkung durch Zug, Druck, Biegung und Scheren bis 6 t (s. Abb. 1 u. 4).

Größte Länge der Versuchskörper 600 cm, größte Höhe 150 cm.

2. Universalmaschine von Amsler, Schaffhausen, mit einer Kraftwirkung für Zug, Druck, Biegen und Scheren von 5 t.

Größte Länge der Druckkörper 75 cm, größte Länge der Zugkörper 100 cm, Handbetrieb (s. Abb. 3).

3. Universalmaschine von Mohr & Ferderhaff, Mannheim, mit einer Kraftwirkung für Zug, Druck, Biegen und Scheren von 50 t.

Größte Länge der Druck- und Zugkörper ist 100 cm, da die Maschine besonders lange Säulen und Gestänge erhielt. Der Antrieb geschieht durch einen Elektromotor über ein Reibungsvorgelege, so daß die Arbeitsgeschwindigkeit in weiten Grenzen verändert werden kann. Daneben ist auch Handantrieb für feinere Versuche möglich (s. Abb. 2).

4. Maschine von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Nürnberg, mit einer Kraftwirkung für Druck, Biegen und Scheren von 500 t. Durch Lieferung von besonders hohen Schraubenspindeln, die die Raumhöhe voll ausnutzen, können 250 cm lange Druckkörper eingebaut werden. Der Antrieb geschieht durch Wasserdruck. Für kleinere Drücke steht eine 30-t-Meßdose zur Verfügung (s. Abb. 1, 3 u. 4).

5. Preßluftanlagen mit Motor von 12 PS und zwei Kompressoren: ein stehender mit 1,2 m³ minutlicher Leistung von der Firma Pokorny & Wittekind, Frankfurt a. M., und ein liegender mit 1,3 m³ minutlicher Leistung von der Maschinenfabrik Zwickau, sowie ein gemeinsamer Windkessel von 1,5 m³ Inhalt, der von der Firma Eichtersheimer, Rheinau, gestiftet wurde.

6. Ein Sandstrahlgebläse, gestiftet von der Maschinenfabrik Durlach, für 2 at Preßluft, mit einer Blasfläche von 6 cm ⌀. Verwendet wird reiner Rheingrubensand mit einer Korngröße kleiner als 0,7 mm. Das Sandstrahlgebläse ist auf das Gebläse des Materialprüfungsamtes Dahlem abgestimmt.

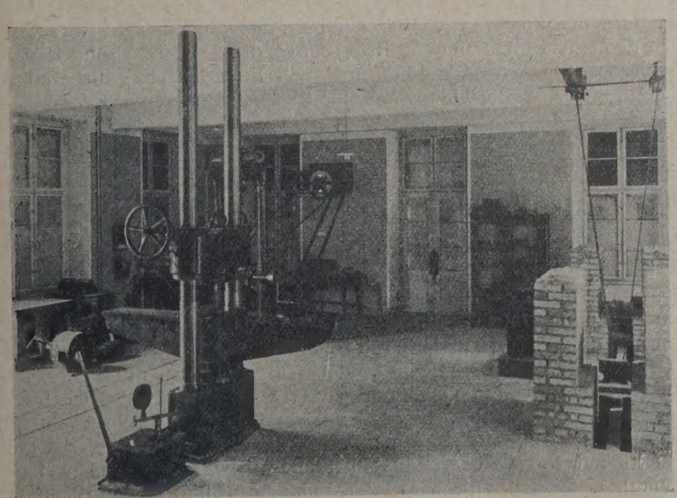


Abb. 4. Blick in den Prüfraum.
Vorne die 500-t-Maschine; rechts die Backstein-Pfeilerpaare für die Belastungsvorrichtung; darüber das Pendelschlagwerk für 75 kgm Arbeit; links hinten das Reibungsvorgelege und die 50-t-Maschine.

7. Ein Pendelschlagwerk für 75 kgm Arbeitsleistung eigener Konstruktion.

8. Ein elektrischer Holztrockenofen.

Die Einrichtung der Werkstätte.

Der an den Prüfraum auf der Nordseite anschließende Erdgeschoßraum von 80 m² Grundfläche enthält die Maschinen und Werkzeuge zur Bearbeitung von Metall und Holz und zur Herstellung von Mörtel- und Betonproben.

1. Metallbearbeitungsmaschinen:

Die Signalwerke Bruchsal haben zwei Drehbänke gestiftet: Drehbank mit 1150 mm Spitzenlänge und 280 mm Spitzenhöhe, Drehbank mit 600 mm Spitzenlänge und 140 mm Spitzenhöhe. Vertikalbohrmaschine für Löcher bis 10 mm ⌀, elektrische Handbohrmaschine für Löcher von 25 mm ⌀, Kaltsäge, große Blechschere und Stanze für Bleche von 30 mm Stärke, gestiftet von der Firma Dörnen. Anlage zum Schweißen und Schneiden aus der Firma Keller & Knappich, Augsburg, gestiftet von der Firma Amme, Bremen. Verschiedene Preßluftwerkzeuge, z. T. gestiftet von der Demag. Große Richtplatte, Werkbank, verschiedene Schraubstöcke, Amboß und Schmiedefeuer vervollständigen die Einrichtung. Die meisten Werkzeugmaschinen haben elektrischen Einzelantrieb.

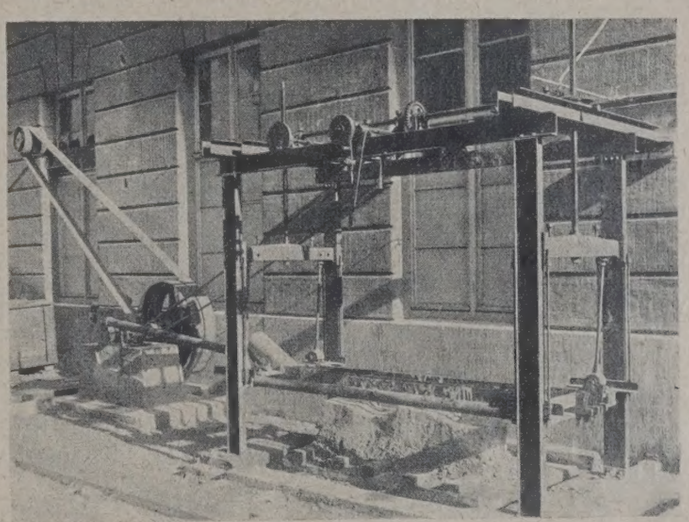


Abb. 5. Die Stein-Gattersäge.

2. Steinbearbeitungsmaschinen:

Elektrisch betriebene Steinschleifmaschine von der Firma Henrich & Söhne, Hanau, zum Herstellen von Parallelflächen bei Würfeln von 4 bis 13 cm Kantenlänge. Steingattersäge der Maschinenfabrik Karl Maier, Marktredwitz, für Blöcke mit einer Größtabmessung von 650 bis 600 auf 1500 cm mit elektrischem Antrieb durch Motor von 9 PS. Gefrierkasten zur Erzeugung von Temperaturen von — 20° (Abb. 5).

3. Holzbearbeitungsmaschinen:

Hobelbank mit Zubehör. Dicktenhobelmaschine von 50 cm Tischbreite von der Frankfurter Maschinenfabrik, Gaggenau, Bandsäge mit 20 cm Schnitthöhe von obiger Firma. Beide Maschinen mit elektrischem Antrieb (Abb. 6).

4. Mörtelbearbeitungsmaschinen:

Normal-Mischmaschine, Hammerapparat mit zwei Hämmern, Vicat-Nadel, Normal-Zerreißapparat, eiserne Formen für Mörtel und Betonwürfel, sowie eine große Anzahl Wasserkasten, Siebe usw., sowie Grube für Wasserlagerung.

5. Feinmeßinstrumente:

1 Martens-Spiegelapparat mit vergrößertem Satz, 8 Meßuhren von „Kienzle, Schwenningen“ für $^1/_{1000}$ mm Ablesung, 2 Manometer, 2 Präzisions-Schieblehren, 1 Mikrometer, 3 Mikroskope, 1 Kontrollstab zum Eichen der 50-t-Prüfmaschine, 1 Feinmeßwage, 1 kleine Brückenwage, 1 Zentesimalwage.

6. Metallographische Einrichtung:

Sie fehlt noch und soll im Laufe des Jahres eingerichtet werden.

7. Brandproben:

Zur Durchführung von Brandproben wurde in der Nähe des Prüfraumes auf freiem Platze ein Häuschen von 3 m² Grundfläche und 2,25 m mittlerer Höhe aus Ziegelsteinen errichtet, dessen Dachdeckung in verschiedener Weise ausgeführt werden kann.

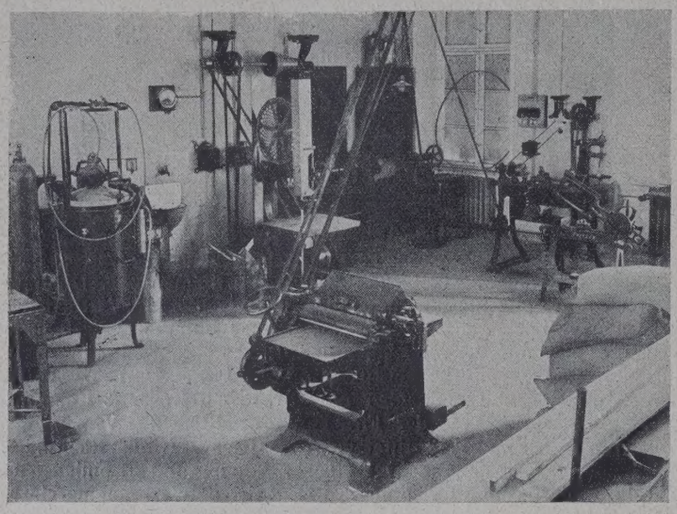


Abb. 6. Blick in die Werkstatt.
Links der autogene Schweißapparat; vorne die Dicktenhobelmaschine; dahinter Bandsäge, Drehbank usw.

Eine gute Dunkelkammer vervollständigt die Einrichtung, die nach Maßgabe der verfügbaren, selbst erarbeiteten Mittel weiter ausgebaut werden wird.

Arbeitsprogramm.

Der Prüfraum soll in gleicher Weise dem Lehrbetrieb in der Hochschule, den Forschungsarbeiten meines Lehrstuhles, sowie den Bedürfnissen der Bau- und Maschinenindustrie nutzbar gemacht werden.

Abgesehen von der Stoffeinteilung, zergliedern sich die Arbeiten in drei Hauptgruppen.

1. Erforschung des Materials, seiner Festigkeits- und Elastizitätsverhältnisse bei den verschiedenen Beanspruchungsarten und Feststellung seiner besonderen Schwächen und Stärken. Verhalten gegen die Wärme, die Witterung, die Zeit und gegen chemische Einflüsse.
2. Erforschung der Festigkeit gegebener Konstruktionen, ihrer Schwächen und Stärken.
3. Fortbildung der Konstruktionen auf dem Gebiete des Holz-, Stein- und Eisenbaues, unter Ausnutzung der Stärken des Materials und unter Vermeidung seiner Schwächen.

Lehrbetrieb.

Im Rahmen meiner Vorträge und Übungen über Baustatik, Eisenbau, Massivbau und Holzbau werden in dem Prüfraum Versuche mit Material und Konstruktionen vorgeführt, Elastizitätsmaße bestimmt und das Wesen der verschiedenen Spannungsarten gezeigt. Die Versuchskörper bestehen aus den heimischen Bauhölzern, verschiedenen Stein- und Mörtelarten, wobei auch der Kalk und Traß gegenüber dem Zement wieder zu seinem Rechte kommt, sowie aus normalem und hochwertigem Baustahl.

In einiger Zeit soll dazu übergegangen werden, die Versuche durch die Studierenden selbst an regelmäßigen wöchentlichen Übungsnachmittagen ausführen zu lassen.

Bisherige Forschungsarbeiten.

Nachdem das Kultusministerium einen Diplomingenieur und einen Mechaniker für den Prüfraum zur Verfügung gestellt hatte, konnte eine Reihe von wissenschaftlichen Versuchen begonnen und z. T. durchgeführt werden.

Aus dem Gebiete des Eisenbaues: Es wurde die Größe und Wirkung des Lochleibungsdruckes bei Nietverbindungen unter Verwendung von gewöhnlichem und hochwertigem Baustahl festgestellt und dabei die in solchen Fällen beim Bruch auftretende Scherspannung in ihrer Größe und Wirkung untersucht.

Daneben gingen Versuche über die Kraftverteilung auf verschiedene Nieten, wobei besonders konstruierte Hohlnieten zur selbständigen Anzeige dieser Kraftverteilung verwendet wurden.

Zurzeit sind weitere Versuche an dem hochwertigen Baustahl in Vorbereitung.

Aus dem Gebiete des Holzbaues: Aus Fichten-, Buchen- und Tannenhölzern aus dem Schwarzwald, deren Standort und Alter genau bekannt waren, wurde die Festigkeit und Elastizität bei den verschiedenen Beanspruchungsarten in einer groß angelegten Versuchsreihe festgestellt und in Abhängigkeit vom Darrgewicht und anderen physikalischen Eigenschaften des Holzes gebracht. Außerdem wurde eine Konstruktion von Knotenpunkten ausgebildet und erprobt, bei der der Lochleibungsdruck bei Schraubenverbindungen als schwächste Seite der Holzkonstruktionen weitgehend ermäßigt worden ist.

Außerdem werden Farbschutzanstriche untersucht, die den Angriff von Feuer und Säure von den Holzkonstruktionen möglichst lange abhalten sollen.

Zurzeit sind Arbeiten im Gange, die das Wesen und die Grenzen des Lochleibungsdruckes in Holz noch näher erforschen und sich mit dem Druck senkrecht zur Faser und den Mitteln seiner Unschädlichmachung befassen.

Aus dem Gebiete des Steinbaues: Bei verschiedenen Sorten des Schwarzwälder Granites wurde das elastische Verhalten gegen Druck und Biegung genau ermittelt und die Scherfestigkeit festgestellt. Gleichzeitig wurde die Druckfestigkeit von den anderen heimischen Gesteinsarten verschiedenen Herkommens, untersucht. In Vorbereitung ist die Untersuchung der Mörtelfestigkeit in Verbindung mit Quadern verschiedener Gesteinsarten.

Aus dem Gebiete der Bindemittel: Die Geeignetheit des auf badischem Boden gewonnenen hydraulischen Kalkes für hochwertigen Mörtel und Beton, allein und in Verbindung mit Zement und Traß, wurde in einer Reihe von Versuchen, die sich über ein Jahr ausgedehnt haben, ermittelt und zahlenmäßig festgelegt. Die Versuche mit dem Kalk gehen weiter.

Daneben wird ein Verfahren erprobt, um den Wassergehalt für die verschiedenen Arten des Gußbetons in einer einzigen kurzen Handlung festzustellen.

Bisherige Arbeiten des Materialprüfamtes.

In dem Maße, wie die Einrichtung ausgebaut wurde, liefen Aufträge aus der badischen Industrie und den Nachbarländern ein, die sich über das gesamte Gebiet der Metalle: Eisen, Messing, Aluminium, der natürlichen und Kunststeine, zahlreicher Hölzer und Isolierstoffe und aller Bindemittel erstreckte. Ein enges Zusammenarbeiten mit der Chemisch-Technischen Abteilung und dem Vertreter der Botanik und Geologie gestattete die restlose und gründliche Durchführung aller Arbeiten.

Aller Anfang ist schwer. Die Anstalt hat sich aber bei der benachbarten Industrie bereits eingeführt. Sie zielt bewußt danach, nicht nur Vorschläge für die Verbesserung der Materialien auszuarbeiten, sondern die konstruktive Verwendung der Baustoffe zu verbessern. Sie dient also nicht nur der Erforschung des Materials, sondern auch seiner richtigen Verwendung und will Bauerfahrung mit Materialkenntnis zur Weiterbildung unserer Ingenieurtätigkeit verwerten.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Ausnutzung der Wasserkräfte im Tale des Torrente Varrone durch die „Orobia“ A.-G.[1]

Die „Societa idroelettrica Briantea“ hatte schon vor dem Kriege um die Ausnutzung der Wasserkräfte des Torrente Varrone, eines östlichen Zuflusses des Comersees, nachgesucht. Diese Gesellschaft besitzt bereits eine Wasserkraftstufe am Torrente Pioverna, die weiter südlich bei Bellano in den Comersee mündet (Abb. 1).

Unmittelbar nach dem Kriege griff die zum Briantea-Konzern gehörige Orobia A.-G. den Plan in etwas veränderter Form wieder auf. Danach fand die Wasserrückgabe unmittelbar in den Comersee statt, wodurch alte, unzulänglich arbeitende Triebwerke, die die letzten 40 m Gefälle vor der Mündung in den See ausnutzten, aufgelassen werden mußten. Der hierdurch erzielte Gefällgewinn, noch mehr aber die damit erreichte Freiheit in der Wahl der Ausbauform sicherten eine möglichst vollkommene und wirtschaftliche Kraftnutzung. Infolge der durch den See bewirkten Vergleichmäßigung des Wasserabflusses besitzt die Anlage eine Anpassungsfähigkeit im Betriebe, die Laufwerke mit ihren Rücksichtnahmen auf die Unterlieger nicht haben (vergl. z. B. auch Walchenseewerk mit dem Abfluß in den Kochelsee). Im vorliegenden Falle kommt diesem Umstande um so höhere Bedeutung zu, als die neue Kraftanlage parallel mit den Zentralen in Bellano, S. Pellegrino, Roncaglia, Serrati und Forcola arbeiten soll. Die ebenfalls der Orobia A.-G. gehörigen vier zuletzt genannten Zen-

[1]) Die seit kurzem in Mailand erscheinende Zeitschrift „L' Energia elettrica“, Organ für die Veröffentlichungen des nationalen Verbandes der elektrotechnischen Industrie, bringt in Heft 2 vom November 1924 unter der Schriftleitung des bekannten Wasserkraftfachmannes Carl Bonomi sieben bemerkenswerte Abhandlungen über Wasserkraftverwertung und andere damit zusammenhängende technische, wirtschaftliche und rechtliche Fragen.

Der vorliegende Auszug ist einer Arbeit von Gaetano Bonomi entnommen.

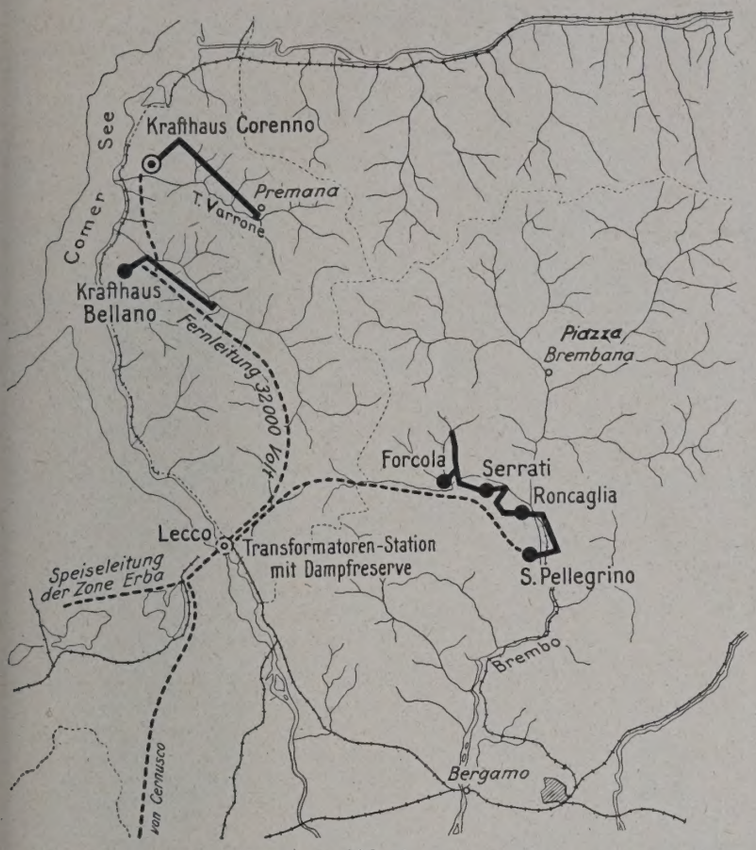


Abb. 1.

tralen mit ihrer unausgeglichenen Wasserführung, die südöstlich im Brembanatale liegen (Abb. 1), sind verpflichtet, die Nutzungsansprüche der Unterlieger zu beachten. Die Betriebsgemeinschaft dieser nicht ausgleichfähigen Anlagen mit einem Speicherwerk von verschiedenartigem Wasserstandverlauf erhöht die Wertigkeit und die Ausnutzungsmöglichkeit jener bestehenden Anlagen, die künftig während 24 Stunden die Grundbelastung übernehmen, während die neue Anlage zur Spitzendeckung und zur Befriedigung größerer Lastschwankungen dient.

Die kennzeichnenden Werte der Varrone-Anlage sind: Einzugsgebiet 70 km², Nutzgefälle 472 m, Gefälle-Einzugswert (hydrographischer Wert) 32 900 m · km².

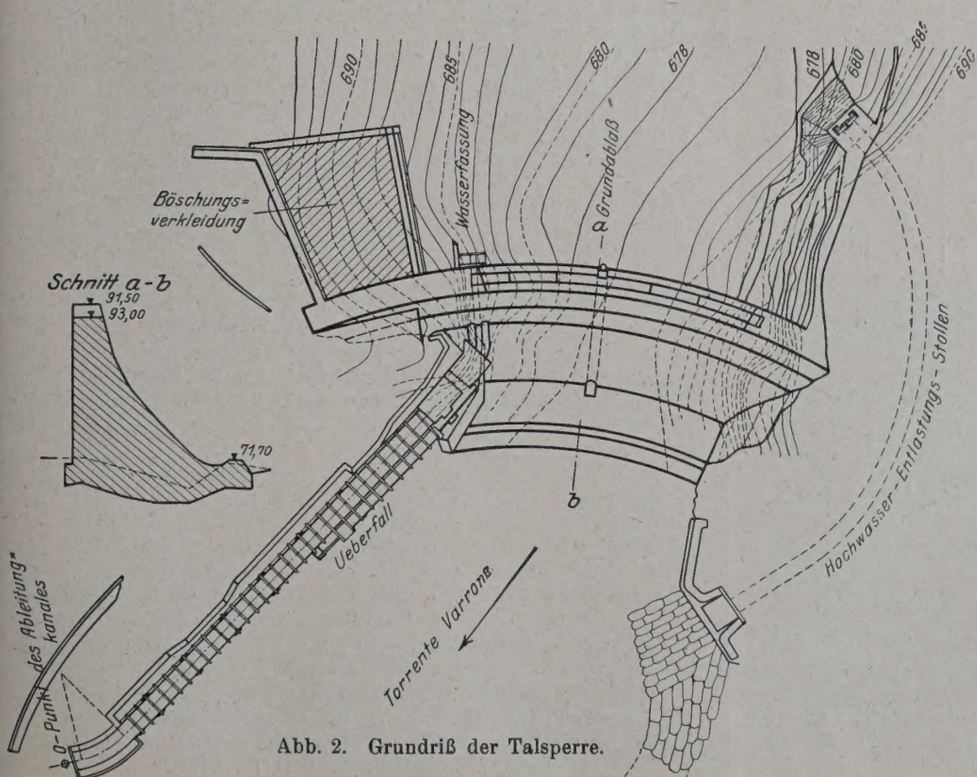


Abb. 2. Grundriß der Talsperre.

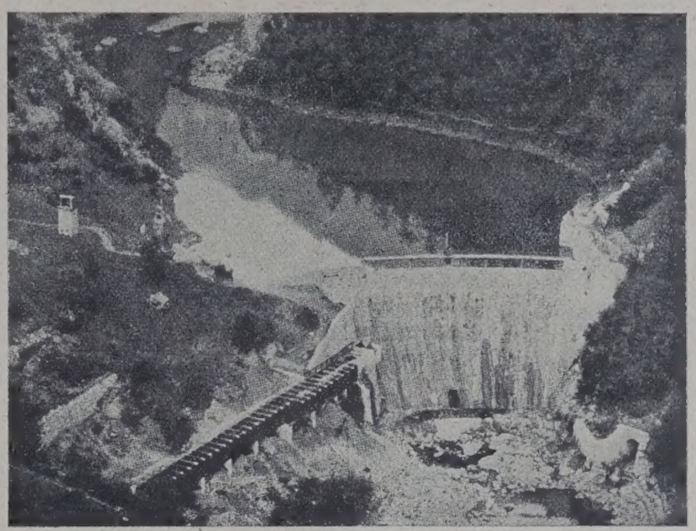


Abb. 3. Gesamtansicht der Sperrmauer mit Wasserfassung und Entlastungsvorrichtungen.

Tabelle 1.

Bestehende Anlagen	Einzugsgebiet in km²	Nutzgefälle in m	Höchstleistung in kW	Gefälle-Einzugswert m · km²	Energieerzeugung im Jahresmittel in kWh	Jährliche Energieerzeugung je km² und m kWh/(m · km²)	Ausnutzungsstunden im Jahresmittel, bezogen auf die Höchstleistung kWh/kW
Roncaglia .	83	55	1200	4565	5400000	1183	4500
Serrati . . .	77	70	1200	5390	4500000	835	3750
Forcola . . .	17	120	740	2040	2100000	1120	2850
S. Pellegrino	508	26	2800	13208	10500000	840	3750
Bellano . . .	110	123	2100	13530	9970000	740	4750
			8040		32470000		

Bei dem völligen Fehlen längerer Regenbeobachtungen im Einzugsgebiet und von brauchbaren Wassermessungen im Haupt- und in den Seitentälern war die Ermittlung der ausnutzbaren Wassermenge, also der zu erzielenden Leistung, äußerst schwierig. Da die Abflußverhältnisse der seit Jahren im Betriebe befindlichen Wasserkraftanlagen der Gesellschaft im Brembanatale bekannt waren, und da das Varronetal nach Lage, Höhengliederung, geologischem Aufbau und meteorologischen Verhältnissen, sowie bei seiner begrenzten Ausdehnung dem Gebiet des Brembo ähnlich ist, so gelangte man durch Folgerungen aus jenem Gebiete auf mittelbare und sehr beachtenswerte Weise zu brauchbaren Annahmen über den Abflußvorgang im Varronetal.

Man ging dabei von der mittleren Jahresleistung der fünf Anlagen aus (Tab. 1) und ermittelte unter Berücksichtigung der entsprechenden Elemente der Rohwasserkraft und der verschiedenartigen Ausnutzungsziffern die entsprechenden Werte für die Varroneanlage. Die mittlere jährliche Ausnutzungszeit ergab sich unter Zugrundelegung der Höchstleistung der fünf Anlagen zu $\frac{32\,470\,000}{8040}$ = rd. 4000 Stunden. Hierbei ist zu beachten, daß es sich um Laufwerke handelt und daß die bescheidene Größe der Wasserschlösser von Serrati und Roncaglia nur für kurzzeitige Lastschwankungen eine Aufspeicherung ermöglicht.

Auf Grund beinahe 20jähriger Beobachtungen bei der Anlage Roncaglia sind die dort gewonnenen Werte sehr zuverlässig, so daß sie als Grundlage für die angenäherte Ermittlung der Varroneausnutzung gewählt wurden. Dabei muß zugunsten der Varroneanlage auf ihren größeren Speicherraum, ihre durch das große Gefälle bedingte erhöhte

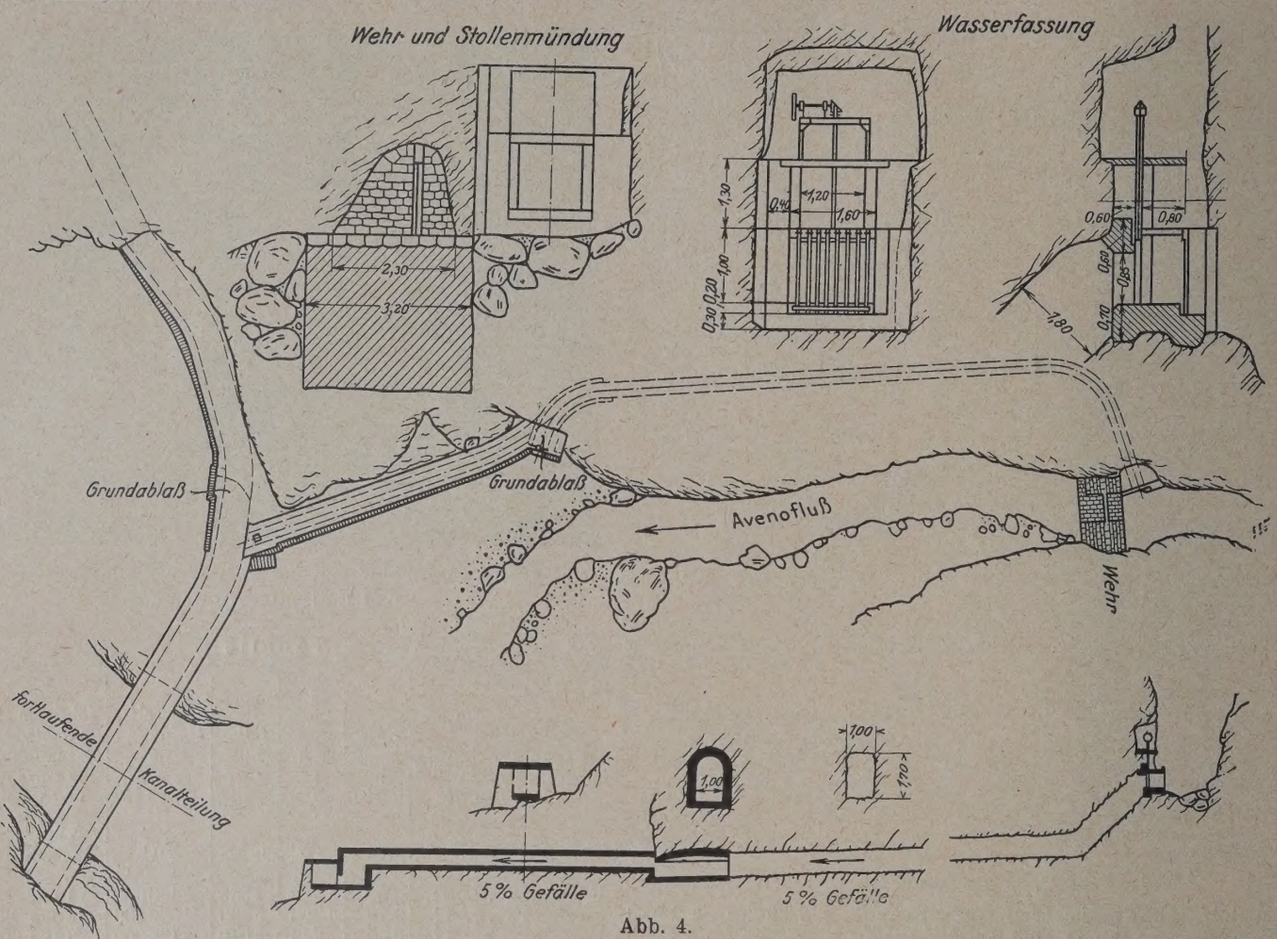


Abb. 4.

Tabelle 2.

Monate	Monatliche Energieerzeugung im Jahresmittel kWh	Wasserspende auf 1 km² in l/Sek.	Monatliche Energieerzeugung in kWh in %
I . . .	415 000	17,5	7,7
II . . .	310 000	13,1	5,6
III . . .	525 000	22,0	9,8
IV . . .	555 000	23,5	10,3
V . . .	537 000	22,5	9,9
VI . . .	480 000	20,0	8,9
VII . . .	470 000	20,0	8,7
VIII . . .	397 000	16,6	7,3
IX . . .	360 000	15,2	6,7
X . . .	476 000	20,0	8.8
XI . . .	495 000	21,0	9,2
XII . . .	380 000	16,0	7,1
	5 400 000		100,0

Leistung und auf die durch die Wasserrückgabe in den See ermöglichte größere Bewegungsfreiheit im Betriebe hingewiesen werden. Im Jahreslauf ist die mittlere Erzeugung der Anlage Roncaglia in Tab. 2 dargestellt.

Unter Zugrundelegung eines mittleren Nutzungswertes von 1200 kWh für 1 km² und 1 m Gefälle (für Roncaglia gilt nach Tab. 1 Spalte 7 der Wert von 1183) und des Gefälle-Einzugswertes von 32 900 ergibt sich die voraussichtliche jährliche Energieerzeugung zu rd. 40 Mill. kWh. Mit den für Roncaglia beobachteten Verhältniszahlen (Tab. 3 Spalte 2) ergibt sich die Verteilung der Energieerzeugung auf die einzelnen Monate (Tab. 3 Spalte 3). Mit der bekannten Beziehung:

$$q = \frac{\text{kWh} \cdot 75}{30 \cdot 24 \cdot 0{,}736 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}8 \cdot H \cdot \text{km}^2},$$

worin der Wirkungsgrad des Generators 0,9, der der Turbine 0,8 ist, ergibt sich die Wasserspende in l/Sek. für 1 km² wie in Spalte 4 Tabelle 3.

Aus der letzten Spalte der Tab. 3 folgt, daß nur während vier Monaten im Jahr die Erzeugung von 12 000 kW nicht die vom Obersten Rate der Industrie geforderten 250 Betriebstunden (34,8%) ergibt. Gleichwohl wurden zwei Generatoren von je 6000 kW aufgestellt und Platz für ein drittes Aggregat vorgesehen.

Tabelle 3.

Monate	In Hundertteilen	Mutmaßliche Energieerzeugung in kWh	Wasserspende auf 1 km² in l/Sek.	Mutmaßliche dauernde Wasserführung in l/Sek.	Leistung in kW für eine monatl. Ausnutzung von 300 Std. kW	Monatliche Ausnutzung, bezogen auf eine Leistung von 12000 kW Stunden
I	7,7	3 080 000	18	1260	10 267	256
II	5,6	2 225 000	13,2	924	7 417	186
III	9,8	3 920 000	23	1610	13 066	326
IV	10,3	4 120 000	24	1680	13 733	343
V	9,9	3 960 000	23,1	1617	13 200	330
VI	8,9	3 560 000	20,8	1450	11 866	296
VII	8,7	3 470 000	20	1400	11 566	289
VIII	7,3	2 920 000	17	1190	9 733	243
IX	6,7	2 680 000	16	1120	8 933	223
X	8,8	3 520 000	20	1400	11 733	293
XI	9,2	3 680 000	21,5	1505	12 266	306
XII	7,1	2 840 000	16,5	1155	9 466	236
	100,0	40 000 000	19 (Mittel)	1350 (Mittel)		

Das hier zur Anwendung gebrachte Verfahren der mittelbaren angenäherten Bestimmung der Abflußwerte aus der bekannten Stromerzeugung übereinstimmend gelegener Werke konnte durch Regenmessungen nachgeprüft werden, die an folgenden Stationen im Niederschlagsgebiet gemacht wurden:

		Mittlere Niederschlagshöhe von Jahren in mm	
Foppolo	1520 m ü. d. M.	11	2211
Camisolo	2000 „ „	3	2118
Dongo	200 „ „	5	2096
Dervio	200 „ „	5	1770
Roncaglia	400 „ „	15	1743
Premana	1000 „ „	1	1777.

Bei einer Abflußziffer von 0,80 ergeben sich die nutzbaren Abflußhöhen für:

Roncaglia . . . zu $0{,}80 \cdot 1743 = 1394$ mm
Foppolo . . . . „ $0{,}80 \cdot 2211 = 1760$ „
Camisolo . . . . „ $0{,}80 \cdot 2118 = 1695$ „
Premana . . . . „ $0{,}80 \cdot 1777 = 1422$ „

Somit sind die jährlichen Wasserspenden für 1 km² Niederschlagsgebiet in l/Sek.:

Roncaglia $\frac{1394 \cdot 10^6}{86\,400 \cdot 365} = 44$

Foppolo . . . . . = 55

Camisolo . . . . . = 53

Premana . . . . . = 45

Die Abflußberechnung ergab mit den Werten der Regenmeßstelle Foppolo und Camisolo die in Tab. 4 u. 5 enthaltenen Werte.

Tabelle 4.

Monate	Nutzbarer Niederschlag h mm	Abfluß auf 1 km² $q = \frac{h \cdot 10^6}{86\,400 \cdot 30}$ l/Sek.	Wassermenge $q \times 70 = Q$ l/Sek.
I	68	26	1820
II	84	32	2240
III	165	64	4480
IV	162	63	4410
V	162	63	4410
VI	188	72	5040
VII	178	68	4760
VIII	166	64	4480
IX	119	48	3220
X	228	88	6160
XI	116	61	4270
XII	130	50	3500
	1760		

Tabelle 5.

Monate	Nutzbarer Niederschlag h mm	Abfluß auf 1 km² $q = \frac{h \cdot 10^6}{86\,400 \cdot 30}$ l/Sek.	Wassermenge $q \times 70 = Q$ l/Sek.
I	21,13	8,14	569,8
II	57,61	22,22	1555,4
III	91,53	35,3	2471,0
IV	121,61	46,91	3283,7
V	150,71	58,1	4067,0
VI	143,61	55,4	3878,0
VII	150,71	58,1	4067,0
VIII	164,01	63,27	4428,9
IX	101,21	39,04	2732,8
X	186,51	72,72	5090,4
XI	101,31	39,08	2735,6
XII	103,01	39,7	2779,0
	1394,96		

Ein Vergleich der Tab. 3 mit den Tab. 4 u. 5 zeigt, daß die aus den Regenhöhen abgeleiteten Abflußwerte bedeutend größer sind als die mittels der tatsächlichen Arbeitsleistung berechneten Mengen. Dies wird klar, wenn man berücksichtigt, daß bei der letzteren Berechnungsart auch der Grad der Ausnutzung zum Ausdruck kommt. Da das erzielte Ergebnis eher zu niedrig als zu hoch ist, so erscheint die Anwendung dieses Verfahrens beim Vorhandensein ähnlicher Voraussetzungen als durchaus zulässig und zweckmäßig. Allerdings darf nicht übersehen werden, daß eine auf solche Weise zu vorsichtige, d. h. zu niedrig bemessene Schätzung der Abflußwerte leicht zu einer zu kleinen Bemessung der Ausbaugröße und infolgedessen unter Umständen auch zu einem zu geringen volkswirtschaftlichen Ertrage der Anlage führen kann. Bei Anlagen mit Jahresspeichern (für das Varronewerk trifft dies allerdings nicht zu) wird außer dem Zufluß auch noch der Speicherraum unvollkommen ausgenutzt, da der Speicher wochen- und monatelang überläuft.

Während der Bauarbeiten, besonders aber von Ende 1922 bis März 1924, wurden auch Abflußmessungen gemacht. In Tab. 6 sind die in Tab. 3 errechneten Abflußzahlen den tatsächlich gemessenen Werten gegenübergestellt, wobei Hochwassermengen von über 45 m³/Sek. (August 1922 und 1923) unberücksichtigt blieben.

Tabelle 6.

Monate	Errechnete Wassermenge in l/Sek.	Gemessene Wassermenge in l/Sek.		
		1922	1923	1924
I	1260	—	960	774
II	924	—	710	570
III	1610	—	590	—
IV	1680	—	3070	—
V	1617	—	4340	—
VI	1450	—	2560	—
VII	1400	—	1270	—
VIII	1190	1000	523	—
IX	1120	1800	1760	—
X	1400	2700	5487	—
XI	1505	1760	4266	—
XII	1155	1020	2330	—

Durch Absperrung des Varronnetales mittels einer 50 m hohen überflutbaren Schwergewichtmauer wird ein Stauraum von 5 Mill. m³ gewonnen (Abb. 2). Der zur Aufspeicherung des Sonntagsüberschußwassers von 1 m³/Sek. während 36 Stunden notwendige Fassungsraum des Wochenspeichers ist 120 000 m³. Zum Ausgleich der Wasserführung in der Mangelzeit des Winters, wo diese unter 1 m³/Sek. sinkt, ist Perioden- oder Saisonspeicherung vorgesehen.

Wasserfassung und Ableitungskanal. Abb. 3 zeigt die Sperrmauer, in deren Fuß ein aus dem Felsen gebrochener Stollen zur Abspülung der bei Hochwasser ankommenden Geschiebe dient. Da mit einer Verbauung der unterhalb liegenden Flußstrecke zu rechnen ist, so wurden daselbst schon jetzt kleinere Schwellen eingebaut. Das Wasser wird am rechten Hang durch zwei 0,60 weite Rohre entnommen, die 8 m unter der Mauerkrone den Mauerkörper durchfahren und mittels Schieber absperrbar sind.

Zum Einbezug der der Fassungsstelle vorgelagerten Niederschlagsgebiete von vier Seitentälern (Varoncellobach, Avenofluß, Mulinifluß und Mulinischlucht) verbindet ein Hangkanal die Mündungen der von den Wasserfassungen kommenden Anschlußkanäle mit dem Wasserschloß. Abb. 4 u. 5 zeigen die besonders bemerkenswerte Fassungsstelle im Avenofluß. Der aus dem Fels gebrochene Stollen hat bei 4,0 × 4,5 m Querschnitt und einem Gefälle von 0,0015 eine Wasserführung von 3,0 m³/Sek. Da in der Nähe des Wasserschlosses (Abb. 6) keine Möglichkeit bestand, überschüssiges Wasser abzuführen, baute man im Roggiotal, 1 km vom Wasserschloß entfernt, einen Entlastungsüberfall (Abb. 7). Die Stollenstrecke zwischen Wasserschloß und Überfall ist als Speicherstollen ausgebildet, so daß Wasserschloß und Speicherstollen insgesamt 20 000 m³ Speicherraum haben.

Die Druckrohrleitung von 1,25 m oberem und 1,0 m unterem Durchm. und 960 m Länge liegt auf einem gleichmäßigen Felsabhang, so daß der Bau keine besonderen Schwierigkeiten machte. Die obere Rohrstrecke besteht aus genietetem Stahlblech, dann kommt eine Strecke mit geschweißten Rohren, während das untere Stück von 270 m Länge geschweißt und bandagiert ist. Bei gleichzeitigem Betriebe aller drei Turbinen ist die Fördermenge der Rohrleitung bei $v = 5{,}5$ m/Sek.: $Q = 5{,}25$ m³/Sek.; bei normalem Betriebe ist $v = 3{,}7$ m/Sek. (Abb. 8).

Das Krafthaus (Abb. 8) besteht aus zwei miteinander gekuppelten Gebäuden: Maschinensaal von 68 × 18 m Grundfläche für zwei Turbinen und Generatoren, sowie Platz für ein drittes Aggregat und Transformatoren- und Schalthaus mit 21 × 13 m Grundfläche. Das auf einer in den See vorspringenden Felsbarre im romanischen Stile der alten Abteien erbaute Krafthaus fügt sich gut in das Landschaftsbild ein.

Die Peltonturbinen besitzen doppelte Regelung und leisten bei 1700 l/Sek. Schluckfähigkeit und 420 Umdrehungen/Min. 8600 PS; sie können bei voller Beaufschlagung eine Spitze von 10 500 PS leisten.

Abb. 5. Abzweigbauwerke des Avenotales. Ansicht des Einlaufes.

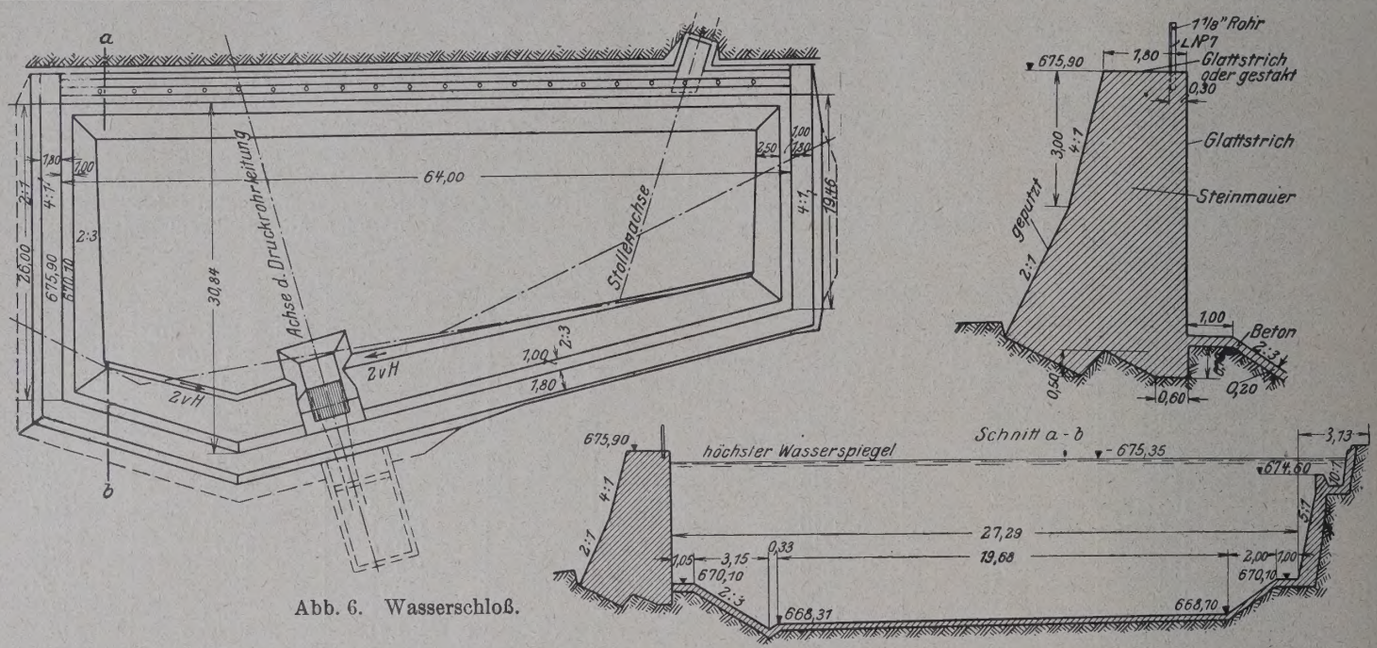


Abb. 6. Wasserschloß.

Mit den Peltonturbinen sind die Drehstrom-Generatoren für 4500 bis 5000 V und 42 Perioden von einer Leistung von je 6000 kW bei $\cos\varphi = 0{,}7$ gekuppelt. Sie sind zwecks möglichst geräuschlosen Betriebes in geschlossene Gehäuse eingebaut. Die unmittelbar gekuppelte Erregermaschine leistet 80 kW bei 110 V Spannung. Ein 30-t-Kran erleichtert Aufbau und Ausbesserungsarbeiten.

Jedem Generator entspricht ein Transformator von 8600 kVA und dient zur Umwandlung der Maschinenspannung von 5000 V auf die für die Fernleitung nach Lecco (Abb. 1) nötige Spannung von 32 000 V.

Da das Varronnespitzenwerk dadurch einen unregelmäßigen Betrieb hat, daß es mehrere Stunden oder auch ganze Tage nicht arbeitet, so ist eine Aushilfe in Form einer Unterstation eingerichtet worden, die an das sekundäre Netz angeschlossen ist, das in der Regel von den anderen Stationen gespeist wird. Sodann ist eine Dynamomaschine zur Ladung einer Sammlerbatterie aufgestellt, die bei Störungen als Aushilfe einspringt.

Die im Jahre 1920 begonnenen Arbeiten schritten an der Wasserfassung und am Kanal gut vorwärts; dagegen verzögerte sich die Fertigstellung der Kraftstation um über ein Jahr, so daß die Gesamtanlage anstatt im Jahre 1922 erst zu Beginn des Jahres 1924 fertiggestellt wurde. Seither ist sie in regelmäßigem Betrieb und hat den an sie gestellten Anforderungen voll entsprochen.

Die Hoch- und Tiefbauarbeiten wurden von der Lombardischen Baugesellschaft E. Peduzzi ausgeführt. Die Rohrleitung lieferte die Firma Togni, die Turbinen die Firma Franco Tosi in Legnano; der elektrotechnische Teil wurde von der italienischen Abteilung der Brown-Boveri-Werke in Mailand geliefert. Die Bauleitung lag in den Händen der Gesellschaft Motor in Baden. Auch dies wieder ein Beispiel, daß unsere deutsche Industrie durch den Krieg wertvollen Boden im Auslande verloren hat.

Dr.-Ing. **Marquardt.**

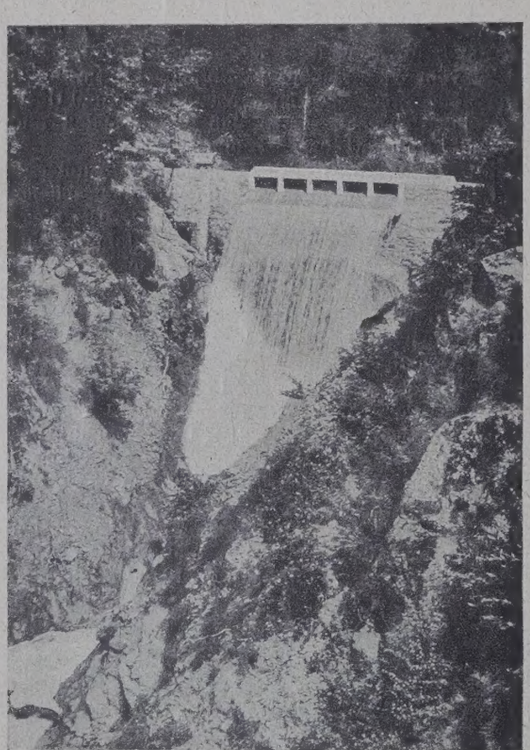


Abb. 7. Entlastungsüberfall des Kanals im Roggiotal.

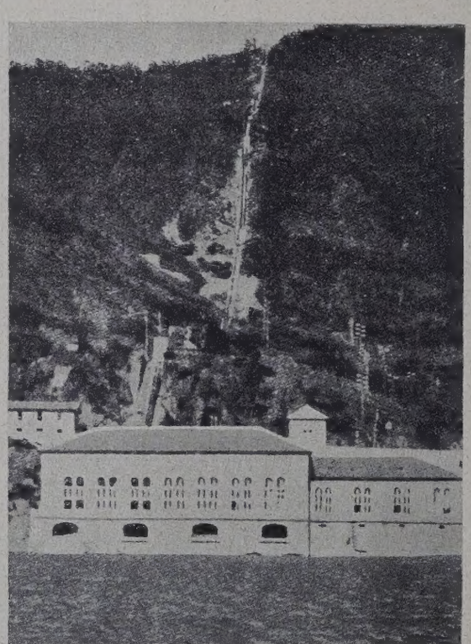


Abb. 8. Krafthaus und Druckrohrleitung vom See aus gesehen.

Alle Rechte vorbehalten

Preßluftwerkzeuge im Bauwesen.

Von Baurat Dipl.-Ing. **E. Franck**, Leipzig.

Auf allen unseren größeren Baustellen, die mit Bauhilfsmaschinen und maschinell bedienten Geräten ausgerüstet sind, spielt die richtige Wahl der Antriebskraft, sowohl hinsichtlich der Güte der Arbeitsleistung, als auch der Länge der Herstellungszeit, somit auch der Baukosten, eine ausschlaggebende Rolle. In vielen Fällen, in denen aus besonderen Gründen vom elektrischen Antriebe der Geräte und Werkzeuge abgesehen wird, geht man mit Vorteil zum Antriebe mit Preßluft über. So finden wir auf unseren Baustellen Preßluftanlagen stets dann, wenn es sich um größere Bauausführungen handelt und sich die Aufstellung der Maschinen- bezw. Kompressoranlage lohnt.

Bald nach Einführung des Zementbetons bei größeren Ausführungen im Tiefbau ging man von der Handstampfung zu maschinell betriebenen Betonstampfern über. Die dabei erzielten Vorteile waren zweifacher Art: man erhielt infolge der kräftigen Stampfschläge nicht nur eine festere und gleichmäßigere Betonmasse, auch für den Arbeiter wurde eine erhebliche Arbeitserleichterung und damit beschleunigte

Fertigstellung erreicht. Die besonderen Vorteile der Preßluft-Handstampfer mit Ventilsteuerung (Deutsche Werke A.-G.) beruhen also auf ihrer großen Leistungsfähigkeit und gleichmäßigen Stampfarbeit. Der Stampfer hält sich infolge seiner eigenartigen Betriebsweise von selbst aufrecht. Er braucht daher vom Arbeiter nur geführt zu werden und kann deshalb auch von ungeübten Leuten ohne weiteres bedient werden, ohne daß diese ermüden. Für mittlere, nicht zu schwere Arbeit beträgt die Gesamtlänge des Stampfers 1200 mm bei einem Gewicht von rd. 10 kg, der Kolbenhub 260 mm. Die dabei erzielte Schlagzahl ist 450 in der Minute, wobei sich ein Luftverbrauch von rd. 0,40 m³/Min. ergibt; die Schlauchweite beträgt 13 mm. Die in Massenerzeugung nach DIN-Passungen hergestellten Stampfwerkzeuge haben ferner den Vorteil der Austauschbarkeit aller Teile, so daß ein im Betriebe schadhaft gewordener Teil ohne großen Zeitverlust rasch ersetzt werden kann.

Nicht nur beim Betonstampfen mit und ohne Schalung, bei Schleusen-, Brücken- und Wasserbauten haben sich die Preßluftstampfer bereits bewährt, auch im städtischen Straßenbau beim Stampfen von Zement- und Asphaltbahnen, in Zementwarenfabriken bei der Herstellung von Zementrohren und Kunststein, ferner in Bergwerken beim Ausbetonieren der Stollen und Schächte leisten sie beste Dienste. Eine besondere Ausführung, der kleine Preßluft-Bankstampfer, eignet sich wegen seines geringen Gewichtes und seiner kurzen Bauhöhe vorzugsweise für alle leichteren Arbeiten auf der Werkbank, wie sie in Zementwarenfabriken für Steine der Spar- und Hohlbauweise, ferner auch in Gießereien zum Einstampfen der Formkasten vorkommen. Sein schneller und gleichmäßiger Schlag verbürgt große Leistungsfähigkeit und dichte Stampfarbeit. Schlagzahl und Schlagstärke lassen sich jeder vorkommenden Arbeit leicht anpassen. Der Anschluß für den Schlauch ist drehbar eingerichtet, so daß der Schlauch mit nur 10 mm Lichtweite beim Arbeiten nicht hinderlich ist. Die Stampfer werden im allgemeinen mit kleineren, stählernen Stampfschuhen von 50 mm Durchm. geliefert; für schwerere oder leichtere Stampfarbeit werden die Stampfschuhe auch aus Temperguß oder Hartholz hergestellt.

In großem Umfange werden Preßluftwerkzeuge auch bei Straßenaufbrucharbeiten angewendet, wenn es sich handelt um Beseitigung der betonierten Straßendecke zum Zwecke des Einbaues von Straßenbahngleisen, der unterirdischen Versorgungsleitungen wie Gas-, Wasser- und Lichtleitungen oder bei Herstellung von Untergrundbahntunneln. Während bei gewöhnlichem Handbetriebe mit Meißel und Vorschlaghammer zur Zertrümmerung der meist 20 cm Betonstraßendecke mindestens vier Mann erforderlich sind, kann dieselbe Arbeit leichter, rascher und gründlicher mit dem Preßluft-Meißelhammer ausgeführt werden. Auch bei der Bearbeitung von Steinquadern und Steinschwellen aus natürlichen oder künstlichen Steinen, die bei Hausbauten in großem Umfange vorkommen, hat sich der Preßluftmeißel stark eingebürgert. So kann beim Stocken der Sichtflächen die fünffache, beim Scharrieren die zehnfache stündliche Leistung des Mannes erzielt werden. — Eine weitere Verwendung von Preßluft im Bauwesen kommt beim Sandstrahlgebläse vor, das zum Mattieren von Glasscheiben oder in Gießereien zum Reinigen der rohen Gußteile dient, wobei durch einen kräftigen Luftstrom Quarzsand auf den zu bearbeitenden Gegenstand geschleudert wird. Neuerdings wird auch an Stelle von Farbanstrichen Druckluft zum Aufbringen von Farbe auf große Flächen benutzt.

Auf keinem Gebiete des Bauwesens haben jedoch die Preßluftwerkzeuge so an Bedeutung gewonnen, wie bei der Ausführung größerer Gebirgs-Tunnelbauten. Spielen doch dort die sorgsam durchgebildeten Gesteins-Bohrmaschinen eine ganz überragende Rolle. Bei ihnen unterscheidet man Dreh- und Stoßbohrmaschinen, mittels deren man bei härterem Gebirge Bohrlöcher von 1 bis 1,5 m Tiefe und 60 bis 80 mm Weite im Tunnelgestein zur Aufnahme der Sprengladung herstellt. Das Bohren der Sprenglöcher geschieht derart, daß der mit Preßluft betriebene Bohrer eine große Zahl von Schlägen bezw. Stößen ausführt, wobei durch geeignete Drall-Einrichtung der Bohrspindel dieser noch eine gewisse Drehbewegung gegeben wird. So hat sich die Preßluft-Bohrmaschine mit Kolbenschiebersteuerung von Ing. Meier beim Bau des Lötschbergtunnels gut bewährt. Je nach den örtlichen und sonstigen Verhältnissen werden auch Preßwasser-Bohrmaschinen angewendet. Bei der Herstellung des Tauerntunnels wurde die durch Preßwasser betriebene Bohrmaschine von Ing. Brandt (Gebr. Sulzer, Winterthur) benutzt, deren Bohrkrone je nach der Gesteinsart einen Durchmesser von 65 bis 85 mm besaß, bei einer Drehzahl des Bohrers von 4 bis 6 in der Minute im harten, bis 9 im weicheren Gestein und einem Anpressungsdruck des Bohrers bis 15 t. Die Vorteile der Preßluft-Stoßbohrmaschinen jedoch sind: kräftige Stoßwirkung, einfache Bedienung, mäßige Ausbesserungskosten, Lüftung und Kühlung der Arbeitstelle durch verbrauchte Arbeitsluft und Verwendung der Druckluft zu Nebenzwecken, z. B. zur Entfernung des Bohrmehls durch unmittelbares Ausblasen der Bohrlöcher. Als Nachteil muß der große Energiebedarf bei der Antriebsmaschine genannt werden. Der Monatsfortschritt im Richtstollen beträgt im festen Gebirge 15 bis 25 m bei Handbohrung, dagegen 40 bis 80 m bei Maschinenbohrung. Von den gewaltigen Leistungen bei Maschinenbohrung legen ferner Zeugnis ab die Ausführung des im Jahre 1881 durchschlagenen Gotthardtunnels mit 14,9 km Länge, sowie der 1906 eröffnete Simplontunnel mit einer Gesamtlänge von 19,7 km.

Eine ganz neue Bauweise, deren Einführung und Verbesserung erst in den beiden letzten Jahren besondere Aufmerksamkeit geschenkt wurde, hat gleichfalls die Herstellung neuer mit Preßluft betriebener Bauhilfsmaschinen und -geräte zur Folge gehabt. Zur Herstellung verhältnismäßig dünner Wände und Dacheindeckungen, zur Ausfüllung von Fugen und Rissen an älteren Bauwerken wird neuerdings das Betonspritzverfahren angewendet. Mittels eines unter Druckluft stehenden eisernen Behälters (Zementkanone), in den die Beton- oder die Zementmischung gebracht wird, kann das Mischgut durch geeignete Schlauchleitung nach der Verwendungsstelle gespritzt werden. Die Zementspritzmaschine wird in zwei grundsätzlich verschiedenen Ausführungsarten hergestellt. Das eine Verfahren ermöglicht ein Aufbringen der breiigen Masse dadurch, daß eine Mischung von Sand und Zement, vorher leicht angefeuchtet, an der Austrittöffnung der Spritzdüsen mit Wasser vermengt und auf die betreffende Fläche aufgeschleudert wird (Torkret-Verfahren). Bei der zweiten Ausführungsart dieser Spritzmaschinen wird die fertige, im richtigen Verhältnis gemischte Betonmasse in den Behälter gebracht und von da aus durch die Schlauchleitung nach der Verwendungsstelle geführt (Bauart Moser). Die Leistung der Maschine beträgt etwa 1,2 m³/Std.; mit ihr kann also beispielsweise eine Putzfläche von rd. 40 m² bei 3 cm Dicke in dieser Zeit aufgebracht werden. Zur Erzeugung der Preßluft dient ein Kompressor von 6 bis 7 m³ Minutenleistung mit einem Enddruck von 4 at. Daß bei einer solchen Maschine die Gefahr einer Betonentmischung nicht vorliegt, haben Versuche erkennen lassen, die vom Staatlichen Materialprüfungsamt in Dahlem anläßlich der Wiederherstellung des Sarottibaues in Berlin-Tempelhof durchgeführt wurden. Zugleich lieferten diese Versuche erneut den Beweis dafür, daß durch das Spritzverfahren ein erheblich dichterer und druckfesterer Beton als durch Stampfarbeit erzielt wird.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. April ausgegebene Heft 7 enthält u. a. folgende Beiträge: Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Nordamerikanische Betonstraßen. J. Wachsmann: Nomographie in der Eisenbetonberechnung. Dipl.-Ing. Fritz Eisemann: Kalksteinbeton. Die richtige Zusammensetzung des Betons. Neue russische Vorschriften für den Entwurf und die Ausführung von Bauwerken in Eisenbeton.

Leopold Lisse Dr.-Ing. ehr. Durch Verleihung der Würde eines Doktor-Ingenieur ehrenhalber hat die Technische Hochschule Berlin die Verdienste unseres geschätzten Mitarbeiters Bergassessor Leopold Lisse, Berlin, um die Entwicklung des Sprengluftverfahrens anerkannt. Zur Zeit der beginnenden Sprengstoffnot des Weltkrieges (1915) schied der Genannte aus der A.E.G., deren Kattowitzer Bureau er leitete, aus und widmete sich der Ausgestaltung des damals zwar schon bekannten, jedoch für die bergmännische Praxis noch nicht brauchbaren neuen Schießverfahrens. In zäher, planmäßiger Arbeit hat er das Sprengluftverfahren so entwickelt, daß während des Weltkrieges der überwiegende Teil der deutschen Bergwerke die erforderliche Schießarbeit zur Förderung unserer Bodenschätze leisten konnte.

Lisse, gegenwärtig Direktor der Sprengstoff-Gesellschaft m. b. H., hat rechtzeitig erkannt, daß das Sprengluftverfahren nicht berufen sein soll, die Schießverfahren mit handfertigen Sprengstoffen besonders in Schlagwettergruben zu verdrängen, sondern im friedlichen Wettbewerb bei günstigen Energiekostenverhältnissen an ihre Seite zu treten.

Der Stand der Unterweservertiefung. Einem Aufsatze des Strombaudirektors Plate, Bremen, in den „Bremer Nachrichten“ entnehmen wir folgendes. Die von Franzius von 1887 bis 1895 ausgeführte Korrektion der Unterweser gestattete nur den Verkehr von Schiffen mit 5 m Tiefgang. Durch die neuen Verträge, die am 29. März 1906 und 13. Februar 1913 geschlossen wurden, hatte Bremen „die Befugnis erhalten, die Unterweser derart zu vertiefen, daß Schiffe mit einem Tiefgang von 7 m in einer Tide von Bremen-Stadt nach See gelangen können“.

Mit den Arbeiten zur weiteren Vertiefung der Unterweser wurde im Jahre 1913 begonnen. Während des Krieges konnten sie nur bis

zum Jahre 1916 in beschränktem Maße fortgeführt, mußten dann aber ganz eingestellt werden, so daß nicht einmal die schon erreichte Tiefe erhalten werden konnte. Nach dem Kriege gelang es, in den Jahren 1919 und 1920 die inzwischen aufgetretenen Versandungen im wesentlichen wieder zu beseitigen, aber auch damit war das im Entwurf von 1903 vorgesehene Ausbauziel noch nicht ganz erreicht, als das Reich am 1. April 1921 auf Grund des Art. 97 der Reichsverfassung die Wasserstraßen und damit auch die Unterweser übernahm. Das Reich erkannte die Vertiefung und Verbreiterung der Unterweser als angefangene Bauten an und führte die Arbeiten fort.

Inzwischen hatte sich herausgestellt, daß Abänderungen des ursprünglichen Entwurfs vorzunehmen waren, wenn der regelmäßige Verkehr von 7 m tiefgehenden Seeschiffen gesichert werden sollte. Es hatte sich gezeigt, daß große Schiffskörper auf der Unterweser einen erheblichen Sog verursachen, wodurch eine beträchtliche Absenkung des Schiffskieles hervorgerufen wird. Dies tritt besonders stark auf der Weserstrecke zwischen Bremen und Vegesack ein, wo das Flußbett recht eng ist. Durch unmittelbare Messung wurde festgestellt, daß man bei großen Schiffen mit Absenkungen von 50 bis 70 cm rechnen muß, die durch entsprechende Tieferlegung der Flußsohle ausgeglichen werden müssen. Einen zweiten Grund zur Ergänzung des Planes gab die bei regem Schiffsverkehr auftretende Notwendigkeit, die Ausfahrtmöglichkeit der auf 7 m Tiefgang abgeladenen Schiffe auch dann sicherzustellen, wenn die Wasserstände infolge geringen Oberwasserzuflusses und anhaltender Ostwinde die gewöhnliche Höhe nicht erreichen. Es muß verlangt werden, daß solche Schiffe wenigstens nicht länger als zwei Tage überliegen und auf Ausfahrtmöglichkeit warten müssen. Ferner kann bei regem Schiffsverkehr die Ausfahrt und Einfahrt der Schiffe nicht auf einen kurzen Zeitraum zusammengedrängt werden. Bei fast gleichzeitiger Abfertigung einer Reihe von größeren Schiffen, wie sie naturgemäß beim Anwachsen des Verkehrs eintritt, ist ein Spielraum in der Abfahrtzeit von mindestens zwei Stunden zu gewährleisten.

Die Vorbedingungen für Abweichungen von dem ursprünglichen Entwurf von 1903 waren demnach aus technischen und wirtschaftlichen Gründen in vollem Maße gegeben. Das Reich als Rechtsnachfolgerin der Länder war für die in den Verträgen vorgesehene Verständigung über diese Abweichungen zuständig. Diese wurde auch von Bremen beim Übergang der Wasserstraßen auf das Reich erzielt, so daß der weiteren Bauausführung unter der Leitung des Reichsverkehrsministeriums ein ergänzter Vertiefungsplan zugrunde gelegt werden konnte.

Bei der Aufstellung des neuen Planes waren folgende Gesichtspunkte maßgebend: Durch die notwendig gewordene Tieferlegung der Sohle sollten möglichst geringe Mehrkosten entstehen. Eine ungünstige Einwirkung der vergrößerten Tiefe auf die Landeskultur durch vermehrte Wasserstandsenkung sollte stark abgeschwächt, wenn möglich ganz vermieden werden. Mit Rücksicht auf die großen Kosten der Verbreiterung auf der Strecke zwischen Bremen und Vegesack glaubte man die von Bremen geplanten Abmessungen einschränken zu sollen. Dies war nur dann ohne Gefährdung der Schiffahrt zu erreichen, wenn die Begegnung großer Seeschiffe oberhalb von Vegesack vermieden wurde und beim Festkommen von Schiffen die Gefahr des Querschlagens ausgeschaltet wurde. Allen diesen Anforderungen wurde dadurch Rechnung getragen, daß die Sohle nicht, wie sonst im Flußbau üblich und auch in den früheren Entwürfen geplant, sich mit einem stetigen Gefälle von Bremen nach Bremerhaven allmählich senkte, sondern daß die Sohle in Bremen am Hafenausgang besonders tief gelegt wurde, um dann zunächst bis Farge um 1,5 m anzusteigen, darauf eine Strecke wagerecht zu laufen und erst unterhalb Brake wieder zu fallen. Dadurch entsteht etwa in der Mitte der Strecke eine künstliche Barre, die das Wasser bei Ebbe besser zurückhält als eine Sohle mit gleichmäßigem Gefälle und die aufkommenden Schiffe daran hindert, zu früh auf der oberen Strecke zu erscheinen. Da die auslaufenden Schiffe schon kurz nach Niedrigwasser abfahren können, so durchfahren sie die engen Fahrwasserstrecken bei steigendem Wasser gegen den Flutstrom, überwinden die Barre zwischen Farge und Brake um Hochwasserzeit, wo sie auch den aufkommenden großen Schiffen in dem breiten Flußbett begegnen, und gleiten unterhalb Brake mit dem Ebbestrom der Außenweser zu. Bisher hat sich diese Gestaltung der Flußsohle gut bewährt. Besonders hat die tiefere Sohlenlage bei Bremen keinen Anlaß zu starken Sandablagerungen gegeben. Der von der Oberweser kommende Sand wird meist im Staugebiet des Hastedter Wehres schon zurückgehalten und dort als Kies und Mauersand gewonnen. Was bei hohem Oberwasser noch zur Unterweser gelangt, lagert sich zum größten Teil oberhalb der Häfen ab, wird dort durch Baggerung entfernt und meist zur Auffüllung der Sandlagerplätze benutzt.

Die Vertiefungsarbeiten auf der Unterweser haben im Dezember 1924 einen gewissen Abschluß erreicht. Nach den Peilungen am Jahresschluß ergibt sich für ausfahrende und einkommende Schiffe an der ungünstigsten Stelle eine Wassertiefe von 7,5 m, wenn die Wasserstände um 0,4 m hinter der gewöhnlichen Tide zurückbleiben. Der Spielraum von 0,5 m über das Maß von 7 m hinaus reicht gerade aus, um den Sog eines in Fahrt befindlichen Schiffes auszugleichen. Die Schiffe müssen dabei den richtigen Zeitpunkt der Abfahrt genau abpassen, der bei der Ausfahrt von Bremen etwa vier Stunden und bei der Abfahrt von Bremerhaven nur eine halbe Stunde vor Hochwasser liegt. Bei früherer oder späterer Abfahrt treffen die Schiffe geringere Tiefen an. Der für die Schiffahrt dringend erwünschte Spielraum in der Abfahrtzeit ist durch die bisherige Vertiefung leider noch nicht in ausreichendem Maße erreicht. Bei gewöhnlichen oder besonders günstigen Tideverhältnissen können Schiffe mit entsprechend größerem Tiefgang die Unterweser befahren, und diese Möglichkeit nutzt selbstverständlich die Schiffahrt auch aus, wenn sie bei ihrer Ankunft auf der Weser oder kurz vor der Ausfahrt günstige Wasserstände vorfindet. Dieses Bestreben, den Schiffsraum möglichst auszunutzen und Leichterungen zu vermeiden, hat aber zu wiederholten Malen zu Grundberührungen von großen Schiffen geführt. Bei ungünstigen Tiden sind hiervon nicht einmal Schiffe von weniger als 7 m Tiefgang verschont geblieben. Wenn man die Fälle zusammenrechnet, in denen es Schiffen möglich gewesen ist, die Unterweser von oder nach Bremen-Stadt mit mehr als 7 m Tiefgang zu befahren, so erhält man im Vergleich zum gesamten Seeschiffsverkehr eine nur sehr geringe Anzahl. Für die Zeit vom 1. Oktober 1924 bis 31. Januar 1925 hatten von 844 Seedampfern, die von See nach Bremen-Stadt fuhren, nur 38 oder $4^1/_2$ % einen größeren Tiefgang als 7 m, und davon konnten nur 14 (= $1^1/_2$ %) unter Ausnutzung besonders günstiger Tiden mit einer Tauchtiefe von 7,5 m und darüber die stadtbremischen Häfen erreichen. Die Fahrt der „Königsberg“ mit 8 m Tiefgang ist bisher ein Einzelfall geblieben. Bei den von Bremen-Stadt auslaufenden Seeschiffen, die im gleichen Zeitraum die Ziffer von 819 erreichten, ist der Anteil der Schiffe von 7 m Tiefgang und darüber noch geringer. Es waren nur 16 Stück (= 2 %), und davon hatten nur drei einen Tiefgang von 7,5 m und mehr. Man muß danach zu dem Schluß kommen, daß die bisherige Vertiefung der Unterweser die Fahrt für auslaufende Schiffe von 7 m Tiefgang noch nicht in genügender Weise sichert und daß das Fahrwasser von solchen Schiffen nur sehr vorsichtig und nur bei günstigen Tiden benutzt wird. Für den regelmäßigen Verkehr von 7-m-Schiffen von Bremen-Stadt nach See ist es daher dringend erforderlich, über das bis jetzt erreichte Maß der Vertiefung noch hinauszugehen, um einen genügenden Spielraum für die Abfahrtzeit auch bei ungünstigen Tiden zu erreichen.

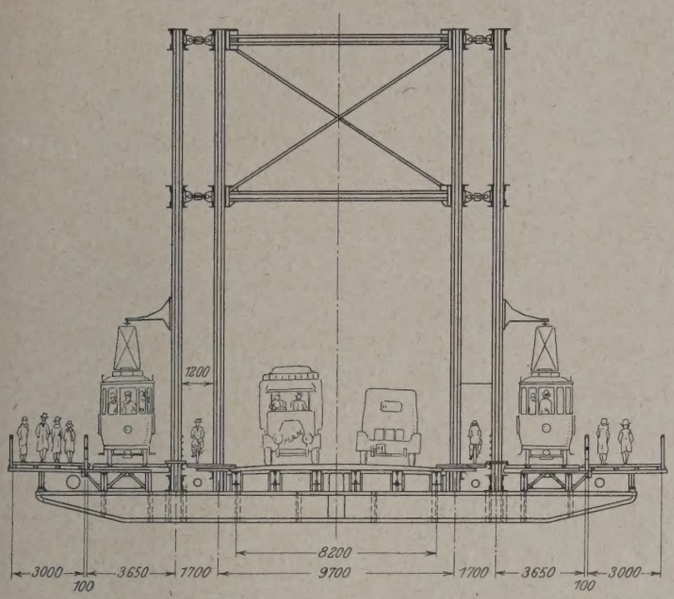
Die Verbreiterung des Fahrwassers der Unterweser ist bisher noch nicht in Angriff genommen, da die Ausführung infolge der zwangläufigen Regelung des Schiffsverkehrs durch die von Bremen bis Farge ansteigende Sohle nicht mehr so dringend erscheint wie früher. Es ist auch beabsichtigt, sich in der Sohlenbreite gegenüber dem ursprünglichen Plan mit Rücksicht auf die hohen Kosten zunächst noch zu beschränken. Zwischen Bremen und Vegesack ist vorläufig nur eine Sohlenbreite von 100 statt 150 m in Aussicht genommen, bis ein etwaiges Anwachsen des Schiffsverkehrs eine größere Breite verlangt. Der Ausbau der Unterweser für das 7-m-Schiff ist somit noch nicht abgeschlossen, besonders noch nicht hinsichtlich der Fahrwasserbreite.

Die Verbreiterung der Rheinbrücke bei Düsseldorf. Nach den „Düsseld. Nachr.“ hat der Aufsichtsrat der Rheinischen Bahngesellschaft beschlossen, den Auftrag zur Verbreiterung der Rheinbrücke zur gemeinsamen Ausführung an die Gutehoffnungshütte in Oberhausen und an die Firma Hein, Lehmann & Co., A.-G. in Düsseldorf, zu vergeben mit der Maßgabe, daß der ästhetische Vorzug des Entwurfes der Gutehoffnungshütte mit den konstruktiven Vorzügen des Entwurfes der Firma Hein, Lehmann & Co. zu verbinden ist.

Über die Entwürfe der beiden genannten Firmen hatten die Sachverständigen Prof. Domke und Prof. Geheimrat Sieben, beide an der Technischen Hochschule in Aachen, ein Gutachten abgegeben, wobei folgende Fragen zu beantworten waren:

1. Welche Konstruktion ist vom technischen Standpunkte aus als die beste zu bezeichnen?
2. Mit welcher Konstruktion wird die beste künstlerisch-ästhetische Wirkung erzielt?
3. Welche Ausführung wird empfohlen unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit?

In dem Gutachten wird u. a. folgendes ausgeführt: „Die großen Schwierigkeiten der geplanten Brückenverbreiterung bestehen vor allem darin, daß an den bestehenden Verhältnissen und an dem äußeren Bilde des Bauwerks so wenig wie möglich geändert werden soll und auch nicht geändert werden kann. Die Brücke soll fast auf das Doppelte verbreitert werden, ohne daß die bestehenden Pfeiler verstärkt werden können. Die vorhandenen Hauptträger sollen womöglich entlastet werden, jedenfalls aber keine weitere Belastung erhalten



und dennoch soll sich das neue Bild der Brücke nicht wesentlich von dem bisherigen unterscheiden. Diesen Forderungen konnte nur dadurch nachgekommen werden, daß die beiderseitigen Verbreiterungen der Brückenfahrbahn durch zwei besondere neue Hauptträger unterstützt werden, die in ihrer äußeren Form mit den bestehenden Hauptträgern möglichst übereinstimmen. In der weiteren Ausgestaltung dieses Gedankens unterscheiden sich die beiden Lösungen."

Die Gutehoffnungshütte stellte sich bei ihrem Entwurfe die Aufgabe, die drei Strombrückenpfeiler durch die neuen Lasten nur senkrecht zu belasten. Zu diesem Zwecke bildete sie die Hauptträger als freiaufliegende Balken in den Formen der alten Bogen mit einem Abstande von 4 m von diesen aus. Die Firma Hein, Lehmann & Co., A.-G., ordnete dagegen die neuen Hauptträger, die genau wie die Hauptträger der alten Brücke als Bogenträger wirkend ausgeführt werden sollten, mit einem Abstande von 4 m von den alten Hauptträgern an.

Der Kostenanschlag der A.-G. Hein, Lehmann & Co. schließt mit 2 564 040 Mark ab, wozu noch der Anschlag der Firma Philipp Holzmann & Co. mit 789 350 Mark kommt, so daß der Gesamtbetrag 3 353 390 Mark ausmacht. Der Kostenanschlag der Gutehoffnungshütte weist 3 055 000 Mark auf, dazu Kostenanschlag Philipp Holzmann & Co. 951 514 Mark, zusammen 4 006 514 Mark.

Das Gutachten schließt wie folgt:

„Aus der Gegenüberstellung ergibt sich, daß der Voranschlag der Gutehoffnungshütte ein Mehr an Kosten von 653 124 Mark verursachen würde. Nun ist bei Beantwortung der Frage 2 die Konstruktion der Gutehoffnungshütte in ästhetisch-künstlerischer Hinsicht höher bewertet worden, als diejenige der Hein, Lehmann & Co., A.-G., während sie ihr vom technischen Standpunkt aus betrachtet nachsteht. Bei dieser Sachlage hätte man vielleicht in Zweifel geraten können, ob man einer Erwerbsgesellschaft der ästhetischen Vorteile wegen einen so erheblichen Mehraufwand, wie er errechnet wurde, hätte empfehlen können, sofern nicht die Vertreter der öffentlichen Interessen, Provinz und Gemeinde, sich zur Wahrung eines guten Brückenbildes an den Mehrkosten beteiligt hätten. Nun hat die weitere Untersuchung der Entwürfe der Gutehoffnungshütte ergeben, daß es möglich erscheint, die beiden Konstruktionsvorschläge miteinander zu verbinden und hierdurch unter Wahrung der ästhetischen Vorteile die Mehrkosten des Entwurfs der Gutehoffnungshütte zu beseitigen."

Es wird demgemäß ein gemeinsamer Entwurf der beiden Firmen zur Ausführung kommen.

Die Firma Hein, Lehmann & Co. wird die Stromöffnung auf der Düsseldorfer Seite und die daran anstoßende Überbrückung des Werftes und der Uferstraße herstellen, die Gutehoffnungshütte die Stromöffnung auf der Oberkasseler Seite und die Überbrückung des Vorflutgeländes.

Beim Umbau der Brücke werden die jetzt bestehenden Fußgängerwege beseitigt und in 1,7 m Abstand von den alten Bogenträgern neue Hauptträger angeordnet, die sich in ihrer äußeren Form genau mit jenen decken und, wie die Abb. zeigt, nur durch Gelenkstäbe mit ihnen in Verbindung stehen. Die neuen Gleisfahrbahnen sowie die neuen Fußwege stützen sich auf konsolartige, ausladende Querträger, die an die neuen Hauptträger angehängt sind und unter der alten Fahrbahnkonstruktion durchlaufen. Bei dieser Anordnung liegen nicht nur die Fußwege nach oben frei, sondern auch die Gleisfahrbahnen. Das gewählte Maß für den Abstand der neuen Hauptträger von den alten ermöglicht es, zwischen beiden einen besonderen Steg für Radfahrer anzubringen, wodurch eine strenge Trennung der verschiedenen Verkehrsmittel ermöglicht wird und Unfälle durch Zusammenstoß unmöglich gemacht werden, sofern der Verkehr sich streng an die Vorschrift hält „Rechts fahren".

Die Fahrbahn der alten Brücke wird in Zukunft nur noch dem Verkehr von Kraftfahrzeugen oder bespannten Fuhrwerken dienen; die Stege zwischen den alten und neuen Hauptträgern sollen ausschließlich von Radfahrern benutzt und gegen die seitlichen Gleisfahrbahnen durch ein leichtes Geländer abgeschlossen werden. Zwischen den Fußgängerwegen und den Gleisfahrbahnen wird ebenfalls ein Trennungsgeländer angeordnet, so daß ein Überqueren der Brücke durch Fußgänger in Zukunft unmöglich sein wird.

Die Verbreiterung der Fahrbahn in der dargestellten Weise bedingt, daß die Pfeilerautbauten sowohl auf den beiden Uferpfeilern wie auf dem mittleren Strompfeiler beseitigt werden. Nach den heutigen Anschauungen bedeutet dieser Fortfall für das Bild der Brücke einen Gewinn, da diese Aufbauten mit der Eisenkonstruktion nicht organisch zusammenhingen.

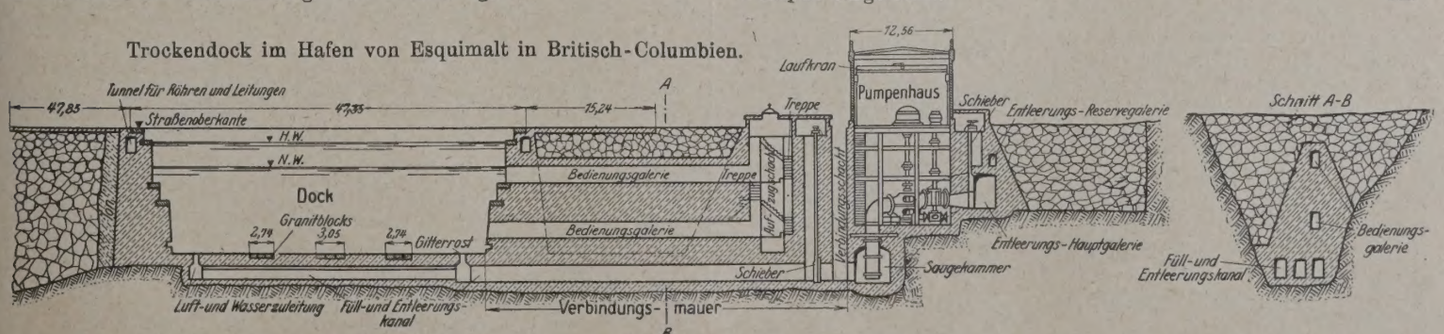
Der Umbau der Brücke gehört jedenfalls zu den interessantesten Aufgaben der Ingenieurkunst.

Die Arbeiten sollen bis Ende Januar 1926 zu Ende geführt werden.

Ein ausführlicher Aufsatz über den Umbau der Brücke aus berufener Feder wird demnächst in der „Bautechnik" erscheinen.

Das Trockendock im Hafen von Esquimalt in Britisch-Columbien. Eine sehr erhebliche Verbesserung für den Schiffsverkehr an der Küste des Stillen Ozeans stellt das im Verlauf des Jahres 1924 fertiggestellte neue Trockendock der Canadischen Regierung im Hafen von Esquimalt in Britisch-Columbien dar. Nach einer Mitteilung von „Engineering" vom 23. Januar 1925, der auch die beistehende Abbildung entnommen ist, hat das Trockendock eine nutzbare Länge von 350 m, eine Mindestbreite von 41 m und eine Tiefe von 12 m. Es kann mit diesen Abmessungen auch von Seeschiffen größter Klasse benutzt, jedoch durch entsprechende Einrichtungen nach dem jeweiligen Bedürfnis auch in einzelnen Abteilungen, und zwar entweder in drei zu 122, 106 und 122 m oder in deren zwei zu 228 und 122 m in Betrieb genommen werden. Das Dock ist in Beton ausgeführt; das genannte Blatt hat bereits in einem früheren Heft (vom 26. September 1924) eingehend über den baulichen Teil berichtet. Bemerkenswert in der vorliegenden Darstellung ist die Füll- und Entleerungs- sowie die Pumpenanlage, die nach der Abbildung mit dem Dock durch eine etwa 40 m lange Betonmauer verbunden ist, deren Inneres die Bedienungsgalerie sowie die Zu- und Abflußkanäle enthält. Der Strom für den Antrieb der Pumpen wurde vom Jordan-River-Kraftwerk der Britisch-Columbischen Elektrischen Eisenbahn-Gesellschaft geliefert und in einer bei der Pumpstation befindlichen Umformerstation auf 2300 V Spannung für die großen, und auf 500 V für die kleinen Pumpen umgeformt. Ki.

Trockendock im Hafen von Esquimalt in Britisch-Columbien.



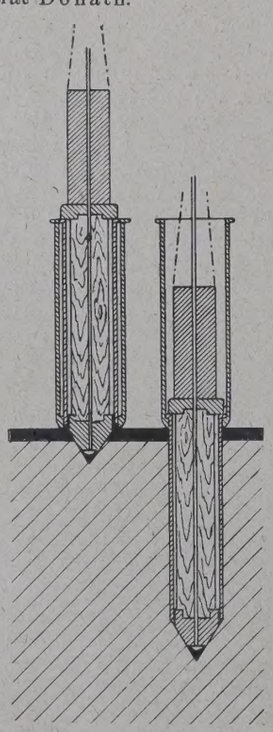
Straßen-Betoniermaschinen. Eine ähnliche Maschine, wie die in der „Bautechnik“ 1925, Heft 11, S. 126, beschriebene amerikanische Maschine, ist in Deutschland bereits vor längerer Zeit einige Monate lang verwendet worden. Es handelte sich um die Betonierung der $^5/_4$-füßig geböschten Kanalwandungen einer Großwasserkraftanlage Süddeutschlands. Die Höhe in der Schrägen betrug 13,60 m, die Längenausdehnung einige Kilometer. Die betreffende Bauunternehmung verwendete dazu einen eigens konstruierten Wagen von etwa 3 m Spurweite, da in Streifen von 3 m betoniert werden sollte. Der Beton war in 15 bis 20 cm Stärke auf den eingeebneten Untergrund, gewachsenen Kies verschiedenen Gefüges, aufzubringen. Wegen des erheblichen Gewichtes des Wagens waren als Lehren und Längsschwellen ziemlich starke Bohlen notwendig, die kräftig im Boden verpflockt wurden. Auf diesen Bohlen waren Feldbahnschienen als Gleis für den Wagen befestigt. Dieser selbst bestand in der Hauptsache aus einer wagerechten, ebenfalls etwa 3 m langen Wanne, einer sogenannten Fleischermolle nicht unähnlich, die durch Klappen sich nach unten öffnen ließ und so den fertig gemischten Beton aus der Wanne auf den Boden entleerte. Unmittelbar dahinter lag eine ihrer Höhe nach verstellbare wagerechte Walze, die durch ihr beträchtliches Gewicht den aufgebrachten Beton sofort zusammenpreßte und vorglättete. Das Nachglätten und Verputzen geschah von Hand. Ein am oberen Böschungsrande angebrachtes fahrbares Windwerk zog den Wagen herauf und herunter und verschob ihn seitwärts nach Fertigstellung eines Feldes auf das nächste. Den Beton erhielt der Wagen von einer abseits in der Kanalsohle stehenden Mischmaschine.

Die Arbeit dieser Betoniermaschine war nicht schlecht, obwohl sich etwaige Kiesnester im Beton und vor allem in der sehr leicht ausrieselnden Böschung nur schwierig beseitigen ließen. Der Hauptmangel der Anlage war jedoch der bedeutende Zeitaufwand; es wurden einschließlich Mischen, Heranfahren, Einbringen und Fertigverputzen etwa 8 bis 9 Std./m³ fertiger Böschung gebraucht. Dagegen brauchte man, wenn man diese Böschungen von Hand betonierte — auf welches sehr einfache Verfahren hier nicht weiter eingegangen werden soll — nur 4 bis 5 Std./m³, d. h. genau die Hälfte. Dabei war der Handbeton dem Maschinenbeton durchaus gleichwertig. Der Hauptgrund für diesen großen Zeitunterschied dürfte das umständliche Versetzen der ganzen Anlage einschließlich des Windwerkes sein; außerdem waren die Lehren schlecht zu handhaben, und ihre breiten Fugen mußten schließlich doch noch von Hand betoniert werden. Auch die Kanalsohle in fast 9 m Breite wurde durchweg von Hand betoniert, bei ungefähr gleichem günstigen Zeitbedarf (einschließlich Gleisarbeiten). Wie ich hörte, sollen bei anderen Kanalbaustellen mit ähnlichen Betoniermaschinen ähnliche Erfahrungen gemacht worden sein. Wenn auch natürlich zwischen einer Straße und einer sehr steilen Böschung Unterschiede bestehen, so dürfte doch auch beim Straßenbau Handbetonierung noch durchaus wettbewerbsfähig sein. Heinz Knoke, Reg.-Bauführer.

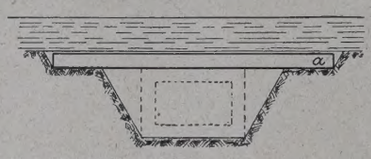
Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Verfahren zum Eintreiben von zwei fernrohrartig ineinander gleitenden Vortreibrohren für Betonpfähle (Kl. 84c, Nr. 400 880, v. 16. 5. 1922, E. Frankignoul, Lüttich). Bei den bekannten Verfahren der obengenannten Art schlägt der Bär zunächst nur mittelbar auf das engere Rohr, unmittelbar aber auf die Vortreibspitze, die, mit einem Bunde auf einem inneren Absatze des engeren Rohres ruhend, dieses mit sich zieht. Um nun bei gleich großer Fallenergie des Bären die Überwindung des dem Eintreiben entgegengesetzten Widerstandes zu erleichtern und die Rammwirkung gleichmäßiger zu gestalten, schlägt erfindungsgemäß der Bär unmittelbar auf den oberen Flansch des engeren Rohrs, zugleich aber, und zwar unter Vermittlung eines Holzklotzes o. dergl. auf die gegen das engere Rohr verschiebbare Vortreibspitze, so daß letztere und das engere Rohr sich gegeneinander bewegen können und bewirken, daß der Bär mit voller Wucht denjenigen der beiden Teile erfaßt, der dem größeren Widerstande begegnet und zurückblieb.



Decke zur Ausführung des Verfahrens zur Herstellung von Unterwassertunneln. Zusatz zum Patent 315 867 (Kl. 84c, Nr. 405 054, v. 7. 4. 1916, von Siemens & Halske A.-G. in Siemensstadt b. Berlin). Die Decke wird aus schwimmfähigen Blechkasten hergestellt, die nebeneinander durch Wasserfüllung auf den Grund des Gewässers versenkt und in beliebiger Weise verankert und abgedichtet werden.



Zur Wiedergewinnung der Kasten nach Fertigstellung der Tunneldecke werden sie leer gepumpt, so daß ihr eigener Auftrieb zur Hebung genügt.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: der Vizepräsident Dr. jur. Haas, Berlin, zur R. B. D. Frankfurt (Main); die Reichbahnoberräte Dr. jur. Cohnitz, Trier, als Abteilungsleiter zur R. B. D. Erfurt, Dr. jur. Behren, Essen, als Abteilungsleiter (auftrw.) zur R. B. D. Trier und Dr.-Ing. Velte, Elberfeld, als Mitglied zur R. B. D. Köln; die Reichsbahnräte Zippel, Cassel, als Vorstand zum Verkehrsamt 1 Coblenz, Dr. jur. Lauterbach, Liegnitz, zur R. B. D. Altona, Dr. jur. Kaumanns, Coblenz, als Mitglied (auftrw.) zur R. B. D. Essen, Dr. jur. Wyszomirski, Münster (Westf.), zur Hauptverwaltung in Berlin, Wendt, Frankfurt (Main), zur R. B. D. Mainz, Dr. jur. Karl Koch, Hannover, zur R. B. D. Trier, Leopold Sarrazin, Halberstadt, als Vorstand zum Betriebsamt 2 Stendal, Brunner, Breslau, als Vorstand zum Betriebsamt 2 Oppeln, Aust, Frankfurt (Main), als Mitglied zum E. Z. A. in Berlin, Scheunemann, Gleiwitz, zur R. B. D. Oppeln, Braumann, Lennep, als Vorstand zum Betriebsamt 4 Berlin, Schindler, Stettin, als Vorstand zur Bauabteilung Breslau, Erbe, Osnabrück, als Vorstand (auftrw.) zum Betriebsamt Lennep, Schmidt-Klewitz, Schwerte, und Frorath, Köln, zum E. Z. A. in Berlin, Uhlemann, Oldenburg, zur R. B. D. Berlin, Schwamborn, Schwerte, zur R. B. D. Altona, Cornelius, Glückstadt, in den Bezirk des E. Z. A. in Berlin, Grabe, Elberfeld, als Mitglied zur R. B. D. Köln, Wolfhard, Harburg, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Glückstadt, Voß, Siegen, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Köln-Nippes, Robert Wagner, Mainz, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk 2 Darmstadt, Hofstetter, Essen, als Vorstand zum Maschinenamt Köln, Beiche, Halle (Saale), als Vorstand zur maschinentechnischen Bauabteilung in Dessau, Grimm, Breslau, zum Ausbesserungswerk Halle (Saale), Dilger, Essen, zum E. Z. A. in Berlin, Reichel, Hirschberg (Schl.), zur R. B. D. Breslau, Wentzel, Leipzig, als Mitglied zur R. B. D. Dresden, Dr.-Ing. Pfaff, Leipzig, zum Elektrotechnischen Bureau der R. B. D. Dresden, Bastänier, Chemnitz, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Leipzig, Böttcher, Dresden, zum Ausbesserungswerk Chemnitz, Spranger, Glauchau, und Göbel, Flöha, zum Neubauamt Zwickau, Zetzsche, Bautzen, zur Betriebsdirektion Leipzig II, Lempe, Schmiedeberg (Sa.), als Vorstand zum Neubauamt Bautzen, Lohmann, Zwickau, zur Betriebsdirektion Dresden-Neustadt und Claußnitzer, Dresden-Altstadt, zur Betriebsdirektion Zwickau, sowie der Reichsbahnassessor Dr. jur. Kalischek, Trier, zur R. B. D. Essen.

Überwiesen sind: die Reichsbahnräte Köhler vom Maschinentechnischen Bureau als Mitglied zur R. B. D. Dresden und Günschel von der Betriebsdirektion Dresden-Neustadt zur Betriebsdirektion Dresden-Altstadt.

Übertragen ist: dem Reichsbahnrat Ernst Ritter in Gleiwitz die Stellung als Vorstand des Betriebsamts Gleiwitz.

In den Ruhestand sind getreten: der Reichsbahnoberrat Riedenauer in Würzburg und der Reichsbahnrat Friedrich Meyer in Karlsruhe.

Gestorben sind: der Reichsbahnoberrat Cramer, Werkdirektor des Ausbesserungswerks 2 in Darmstadt, und der Reichsbahnrat Pohl in Cassel.

INHALT: Besondere Schützausbildungen gemäß hydromechanischen Forderungen. — Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten. (Schluß.) — Die Versuchsanstalt für Holz, Stein und Eisen der Technischen Hochschule Karlsruhe. — Die Ausnutzung der Wasserkräfte im Tale des Torrente Varrone durch die „Orobia“ A.-G. — Preßluftwerkzeuge im Bauwesen. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Leopold Lisse Dr.-Ing. ehr. — Stand der Unterweservertiefung. — Verbreiterung der Rheinbrücke bei Düsseldorf. — Trockendock im Hafen von Esquimalt in Britisch-Columbien. — Straßen-Betoniermaschinen. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

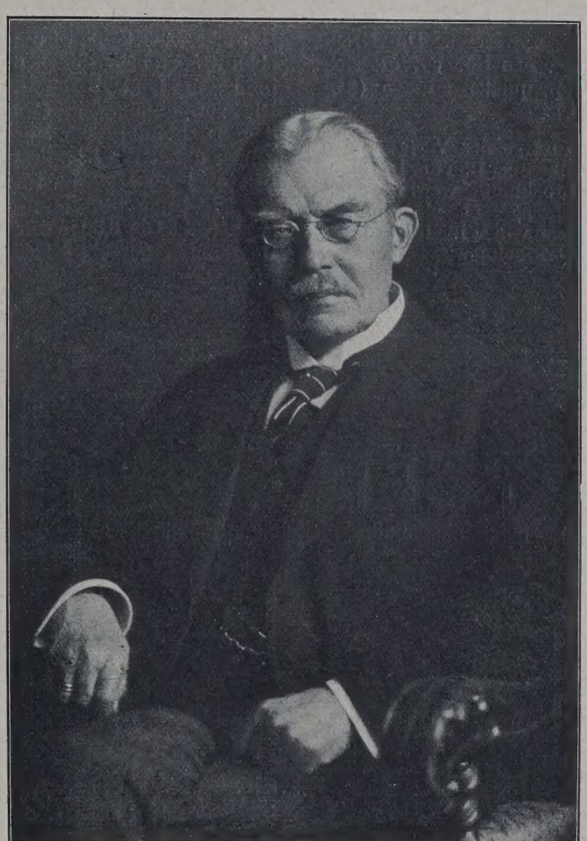
DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 17. April 1925 Heft 17

Albert von Doemming †.

Nach kurzem Krankenlager endete am 26. März 1925 ein sanfter Tod das Leben des Wirklichen Geheimen Rates Exzellenz Albert von Doemming im Alter von nahezu 79 Jahren. Seine irdischen Überreste sind in Charlottenburg auf dem alten Luisen-Kirchhof an der Seite seiner ihm bereits vor 15 Jahren in die Ewigkeit vorangegangenen Gattin Johanna geborenen Freiin von Breiten-Landenberg beigesetzt worden.

Am 28. August 1846 zu Prenzlau als Sohn des damaligen Bauinspektors und späteren Geheimen Regierungsrates von Doemming geboren, empfing der Entschlafene seine Schulbildung auf dem Gymnasium zu Stralsund. Nach Erledigung des Bauelevenjahres studierte er Bauwissenschaften zu Berlin und Zürich.



Im Sommer 1870 bestand er besonders gut die erste Staatsprüfung; im Jahre 1875 legte er die Prüfung zum Regierungsbaumeister „mit Auszeichnung“ ab. Für beide Erfolge wurden ihm Prämien für Studienreisen verliehen. Als er sich im Jahre 1876 anschickte, die norddeutsche Küste, Belgien, Holland und England zu bereisen, erhielt er den besonderen Auftrag, „in England Kohlenhäfen zu besuchen und speziell die daselbst gebräuchlichen Kohlenladevorrichtungen zu studieren, durch welche ganze Waggons übergekippt oder auch über die Schiffe herabgelassen und dicht über denselben entladen werden“. Der im Sommer überreichte Reisebericht, der in dem Jahrgang 1878 der Zeitschrift für Bauwesen mit der Überschrift „Die Kohlenverladevorrichtungen in den englischen Häfen“ veröffentlicht worden ist, bildete die Grundlage für die Ausrüstung der deutschen Kohlenhäfen. Noch jetzt ist, wie sehr auch viele der erörterten Bauweisen durch die Fortentwicklung der Technik überholt sind, die durch von Doemming dort gegebene grundsätzliche Stoffanordnung als mustergültig und maßgebend zu betrachten.

Als Regierungsbaumeister ist von Doemming bei der Aufstellung von Entwürfen für den Saarkanal und bei der Ausführung von Bauten zur Saarkanalisierung tätig gewesen. Nach kurzer Beschäftigung bei Rheinregulierungsbauten in dem Bezirk Düsseldorf wurde er zu der Rheinstrombauverwaltung in Koblenz versetzt, wo ihm bald die erste technische Hilfsarbeiterstelle mit der Vertretung des Rheinstrombaudirektors und den Obliegenheiten des Rheinschiffahrtinspektors der preußischen Stromstrecke übertragen wurde.

Am 1. Juli 1888 übernahm er die Geschäfte des Elbstrombaudirektors in Magdeburg, dessen Stellung ihm unter Ernennung zum Regierungs- und Baurat am 1. November desselben Jahres endgültig übertragen wurde.

Am 1. Juli 1896 wurde er, inzwischen zum Geheimen Baurat ernannt, als Hilfsarbeiter in das Ministerium der öffentlichen Arbeiten einberufen, in dem er 1898 Vortragender Rat und im Herbst 1901 Oberbaudirektor mit dem Range der Räte erster Klasse wurde. Am 1. April 1906 wurde er unter Ernennung zum Oberbau- und Ministerialdirektor mit der Leitung der Wasserstraßen-Bauabteilung des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten betraut und am 10. Oktober 1911 zum Wirklichen Geheimen Rat mit dem Prädikat Exzellenz ernannt.

Bis zu seinem Übertritt in den Ruhestand, der im Jahre 1915 eine 45jährige, von den besten Erfolgen begleitete Dienstlaufbahn abschloß, hat er seine hervorragenden Kräfte dem sachgemäßen Ausbau dieser neugeschaffenen Stelle gewidmet und sich dabei als ein hervorragend tüchtiger Verwaltungsbeamter mit bautechnischer Vorbildung bewährt.

Seine segensreiche Tätigkeit und seine gediegenen, mit reicher Erfahrung verbundenen Fachkenntnisse fanden allseitige Anerkennung. Größte Befriedigung verschaffte es seiner arbeitsamen Natur, daß er außer in seinem Hauptamte noch tätig sein konnte in der Akademie des Bauwesens, in dem Technischen Oberprüfungsamte, in der Oberprüfungskommission für Landmesser, in den Kommissionen zur Beaufsichtigung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau sowie der technischen Versuchsanstalten und in dem Zentraldirektorium der Vermessungen im preußischen Staate.

Unvollständig aber bliebe das Bild des Entschlafenen, wenn nicht seines vorbildlichen Verhaltens als Familienoberhauptes gedacht würde. Trauernd stehen an seinem Grabe sein Sohn mit Familie und seine Tochter. Ein ungewöhnlich schwerer Schicksalsschlag traf die Hinterbliebenen, als zwei Tage vor dem Hinscheiden des Vaters, der das in seinen Sterbestunden nicht mehr erfahren durfte, die Kunde von dem Ableben des ältesten Sohnes eintraf.

Von dem Verblichenen nehmen wir Abschied, dem Manne von vornehmer Gesinnung, dem ein ehrenvolles Gedenken sicher ist bei allen, die ihn kannten. Seine glänzenden Leistungen und sein gesamtes Lebenswerk müssen um so mehr anerkannt und um so höher bewertet werden, als er sich keiner kräftigen Körperverfassung erfreute und zu besonders haushälterischem Walten mit seiner Lebenskraft gezwungen war. In ausgeglichener Ruhe und in würdevoller Schlichtheit vollzog sich sein Leben, und lange über dieses hinaus wird sein erfolgreiches Wirken in weitesten Kreisen hoch gewürdigt werden:

Denn wer den Besten seiner Zeit genug
Getan, der hat gelebt für alle Zeiten.

Ottmann.

Alle Rechte vorbehalten.

Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm.[1]

Von Dr.-Ing. ehr. Schaper.

(Fortsetzung aus Heft 6.)

Als beweglicher Überbau des Schiffsdurchlasses (Abb. 28 auf S. 661 der „Bautechnik“ 1924) wurde eine Klappbrücke nach der Bauart Strauß gewählt (Abb. 57). Die Klappbrücke besitzt gegenüber der Drehbrücke die Vorzüge, daß bei ihr nicht wie bei der letzteren beim Öffnen Teile in die Fahrrinne hineinbewegt werden und daß sie im allgemeinen weniger empfindlich gegen den Anprall von unvorsichtig fahrenden Schiffen ist als die Drehbrücke. Die Bauart Strauß läßt in schönheitlicher Hinsicht wegen des hochliegenden Gegengewichts zu wünschen übrig. Bei dem langen Brückenzuge, in dem vor allem der hohe, 140 m weit gestützte Bogen das Brückenbild bestimmt, fällt aber das Gegengewicht nicht besonders auf und wirkt deshalb nicht häßlich und störend, wie die Abb. 28 zeigt.

Die freie Durchfahrtöffnung bei aufgeklappter Brücke beträgt 20 m. Die Stützweite der fachwerkartigen Hauptträger der Klappe (Abb. 57) mißt 28,06 m. Die Hauptträger ruhen über dem 7 m breiten Klappenpfeiler auf Drehzapfen, die in die hier liegenden Obergurtknotenpunkte eingelassen sind, und auf dem rechten Pfeiler auf Einrollenlagern, deren Einzelheiten noch besonders beschrieben werden. Die Drehzapfen ruhen in Walzenlagern auf je zwei eisernen Böcken, die sich auf den Klappenpfeiler stützen (Abbild. 58 u. 61).

[1]) Die Aufsätze des Verfassers in der „Bautechnik“ über Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm werden demnächst zusammengefaßt als Sonderdruck im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erscheinen.

Die Hauptträger sind nach hinten über die Drehzapfen hinaus zur Aufnahme des Gegengewichts verlängert und im Untergurt unter dem Drehzapfen und im Gegengewichtsarm kreisförmig zur Aufnahme der Zahnkränze, in die die Antriebsritzel eingreifen, gestaltet. Das Gegengewicht — ein sogenanntes Stielgegengewicht — sitzt mit den Stielen gelenkig auf den höchsten Punkten der hinteren Teile der Hauptträger (Abb. 57 u. 58 rechts). Die Stiele sind oben durch einen fachwerkartigen Riegel verbunden, der von dem aus Beton bestehenden Gegengewicht umschlossen wird (Abb. 57, 58 rechts u. 62). An jedem der beiden Stiele ist oben in der Ebene der Hauptträger nach hinten ein aus zwei Dreiecken bestehendes Fachwerk angenietet (Abb. 57 u. 62). An den aus dem Gegengewichte hervorragenden Spitzen dieser Fachwerke greift ein halbrahmenartiger Lenker (siehe den Grund- und Aufriß in Abb. 57, 62 u. 64) gelenkig an. Dieser Lenker ist drehbar an den Köpfen von Ständern befestigt, die auf den äußeren Böcken der Walzenlager stehen (Abb. 58 links u. 61a). Die Stiele des Gegengewichts werden durch den Lenker in senkrechter Lage gehalten. Das Gewicht der Klappe ist durch das Gegengewicht ausgeglichen. In jeder Hauptträgerebene bilden der Drehpunkt des Stieles, die beiden Drehpunkte des Lenkers und der Drehpunkt der Klappe ein Parallelogramm. Die Verbindungslinie zwischen dem Schwerpunkte der Klappe und dem Drehpunkte der Stiele muß durch den Drehpunkt der Klappe gehen, damit die Klappe bei ausgeglichenem Gewicht und bei Windstille in jeder Lage im Gleichgewicht ist.

Die Höhe der Hauptträger beträgt 3,80 m, ihr Abstand 8,26 m (Abb. 59). Die 6,80 m breite Fahrbahn ist ebenso wie die der festen Überbauten ausgebildet. Ein Windverband ist nur in der Ebene der

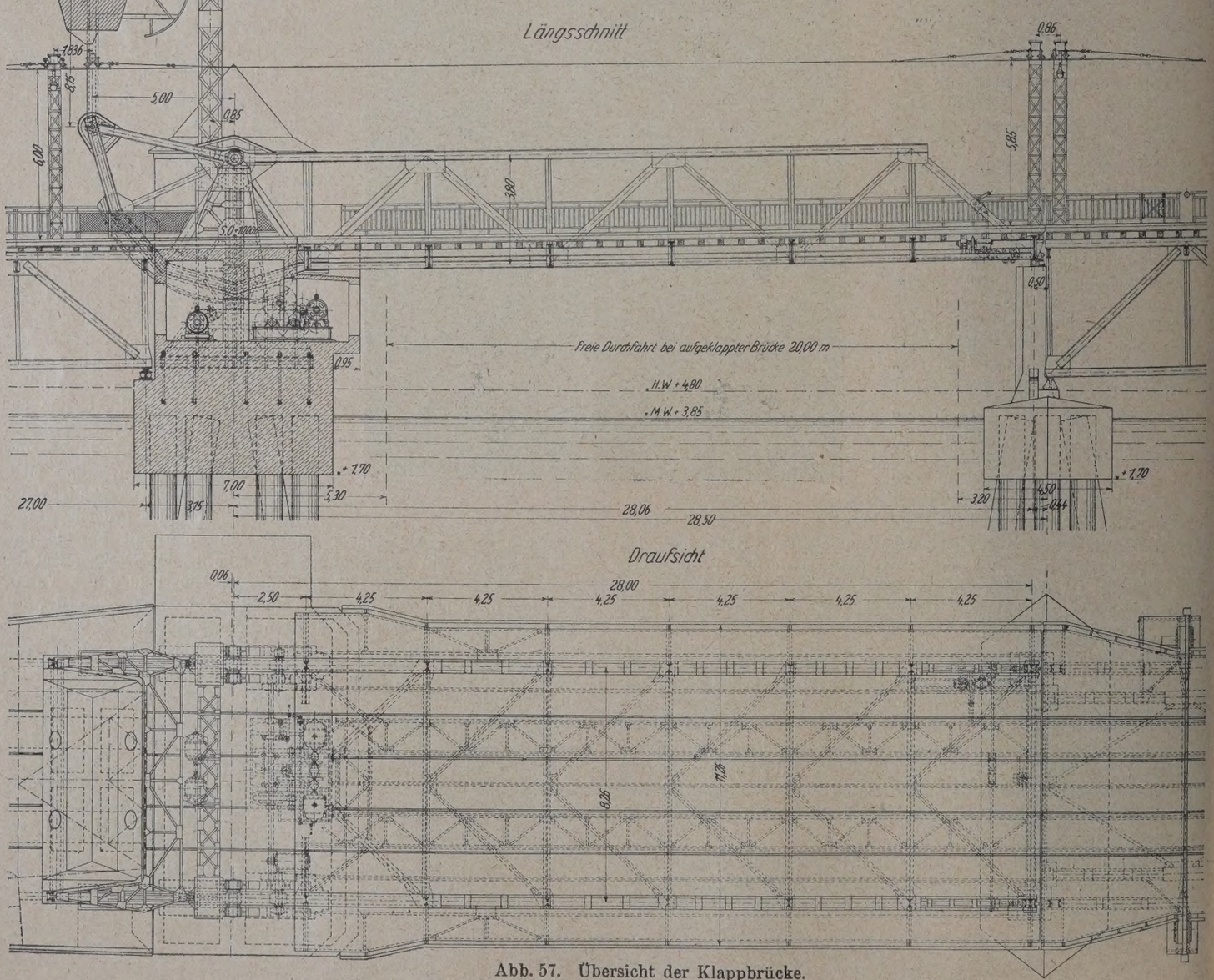


Abb. 57. Übersicht der Klappbrücke.

Hauptträgeruntergurte angeordnet. In das am Klappenpfeiler liegende Endfeld des Windverbandes ist ein Bremsverband eingebaut (Abb. 57, Grundriß), der im geschlossenen Zustande der Klappbrücke die Bremskräfte der Fahrzeuge und im geöffneten Zustande das Gewicht der Fahrbahn aufnimmt. Zwischen den Fahrbahnlängsträgern ist ein Schlingerverband angeordnet. Im geschlossenen Zustande wird die Klappe am vorderen Ende mit zwei Riegeln, die innerhalb der doppelwandigen Hauptträger liegen, verriegelt (Abb. 57, Grundriß). Zum Auffangen des Stoßes beim Schließen der Klappe dient ein am vorderen Ende der Klappe unter der Fahrbahn angeordneter Luftpuffer (Abb. 59), von dem weiter unten noch die Rede ist. Zur Milderung des Stoßes beim Öffnen der Klappe dienen zwei Federpuffer (Abb. 57, Aufriß), auf die sich die Segmentarme aufsetzen.

Die Einzelheiten des über dem Klappenpfeiler liegenden Teiles der Hauptträger sind aus der Abb. 60 deutlich zu ersehen. Der Obergurtknotenpunkt, in dem der Drehzapfen befestigt ist, besitzt in jeder der beiden Wandungen drei Knotenbleche, die über die Oberkante des Obergurtes hinaus nach oben verlängert sind. Der 320 mm dicke Drehzapfen ist mit Keilen gegen eine Büchse festgelegt, die mit den Knotenblechen fest verschraubt ist (siehe auch Abb. 61b). In den am weitesten links gelegenen Knotenpunkt ist ein 150 mm dicker Bolzen eingelassen. Um diesen faßt ein zweiteiliges Stehlager, auf dem der Stiel des Gegengewichtes sitzt (Abb. 62). Der Zapfen wird auf jeder Seite des Knotenpunktes durch zwei in Rillen eingreifende Flacheisen, die mit den Knotenblechen vernietet sind, festgehalten. Die Zahnkränze, in die die Antriebsritzel eingreifen, sind mit Blechen verschraubt, die durch Winkeleisen und einzelne Querschotten mit den Untergurten verbunden sind.

In der Abb. 61a sind die Einzelheiten eines der äußeren Böcke über dem Klappenpfeiler wiedergegeben. Unten rechts befindet sich das Lager für die Ritzelwelle, oben das Walzenlager für den Drehzapfen. Links von diesem ist an den Bock der Ständer angeschlossen, an dessen Kopf der

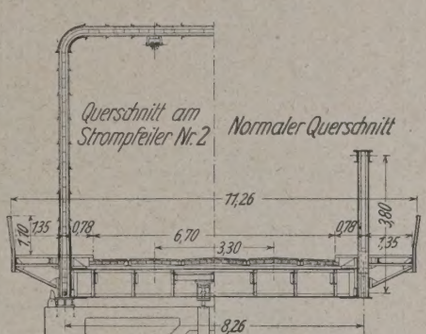


Abb. 59.

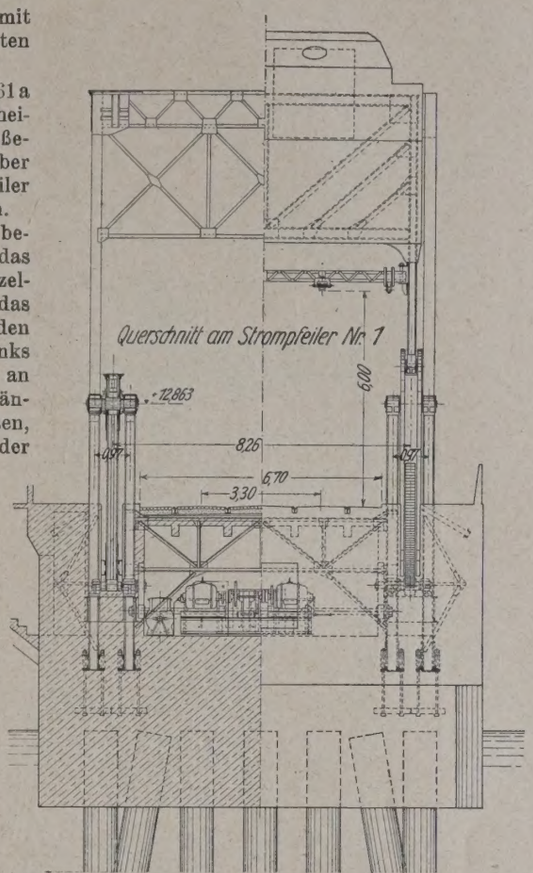


Abb. 58.

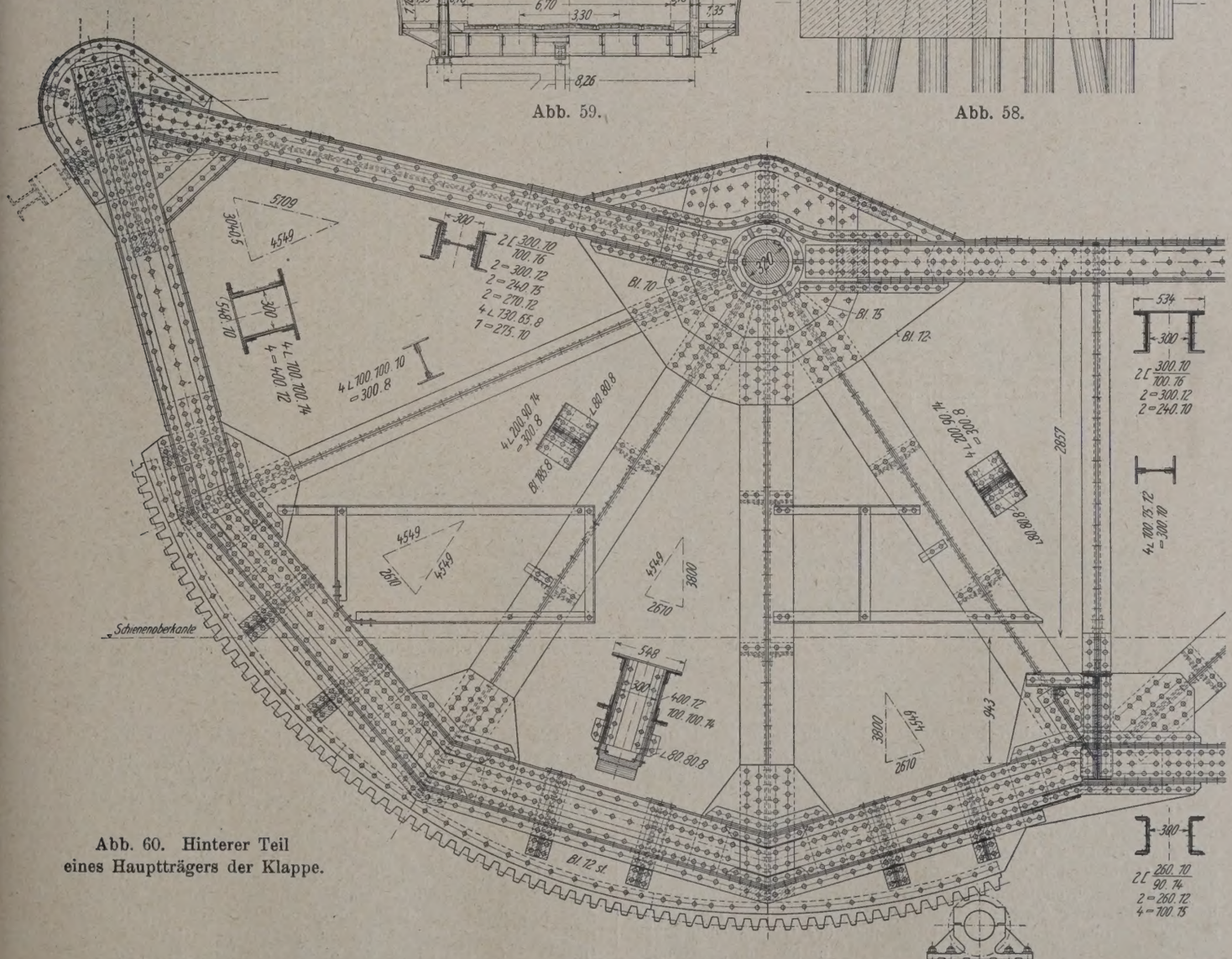


Abb. 60. Hinterer Teil eines Hauptträgers der Klappe.

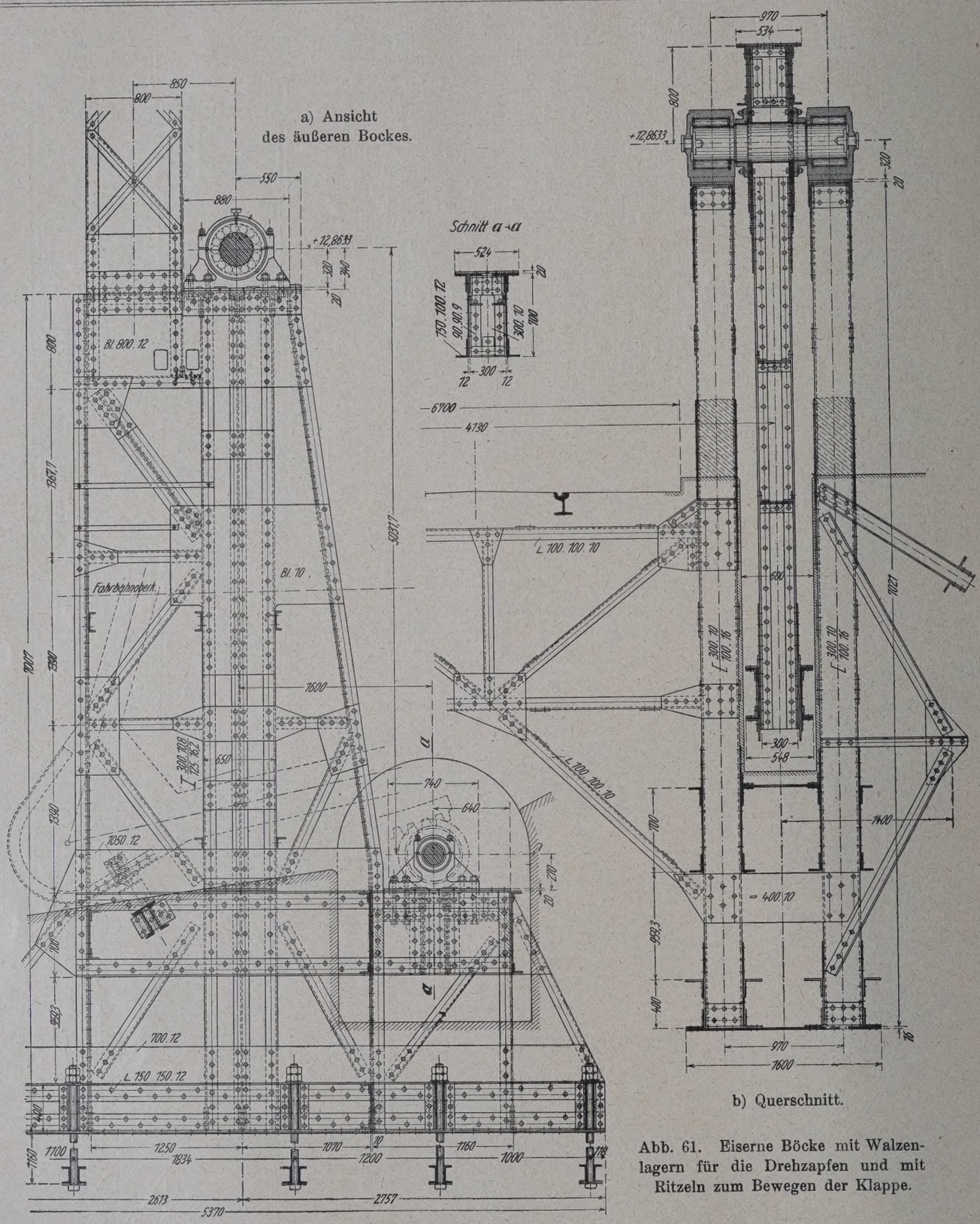


Abb. 61. Eiserne Böcke mit Walzenlagern für die Drehzapfen und mit Ritzeln zum Bewegen der Klappe.

Lenker des Gegengewichtes angreift. Abb. 61b stellt einen Querschnitt durch die Brücke in der Ebene der Drehzapfen dar. Aus dieser Abbildung sind die Einzelheiten der Walzenlager gut zu ersehen.

Die Walzen laufen in einem Gemisch von Fett, Öl und Graphit und haben infolgedessen einen sehr geringen Reibungswiderstand. Die Walzen und die Drehzapfen sind auf einer Schleifmaschine mit größter Genauigkeit bearbeitet. Die beiden Drehzapfen sind in der Mitte durchbohrt, so daß durch Hindurchvisieren durch die Bohrungen bei der Aufstellung die Zapfen genau in die richtige Lage zueinander gebracht werden konnten. Die Drehzapfen der Gegengewichtsstiele und des Lenkers sind in Metallbüchsen aus harter Phosphorbronze gelagert. Für gute Schmierung ist auch bei diesen gesorgt.

Die Antriebsritzel R (Abb. 65 u. 66) zum Öffnen und Schließen der Klappe sind in dem an sie angeschlossenen Vorgelege durch eine Welle W miteinander verbunden, die unterbrochen und an der Unterbrechungsstelle durch das Ausgleichgetriebe (Differentialgetriebe) D wieder gekuppelt ist. Das Ausgleichgetriebe hat den Zweck, Ungleichheiten in der Verzahnung der beiden Zahnkränze der Klappbrücke auszugleichen und die Momente in der Welle W auf beiden Seiten gleichzuhalten. Auf das in das Ausgleichgetriebe eingreifende Ritzel wirken die beiden gleich starken Motoren M_1 u. M_2 mit zwei Stirnrädervorgelegen, von denen das unmittelbar von den Motoren angetriebene in einem geschlossenen, gußeisernen Gehäuse G in einem Ölbade läuft. Die Ritzelwelle dieses Vorgeleges ist mit den Motorenwellen durch die elastischen Kupplungen K_1 u. K_2 gekuppelt. Auf

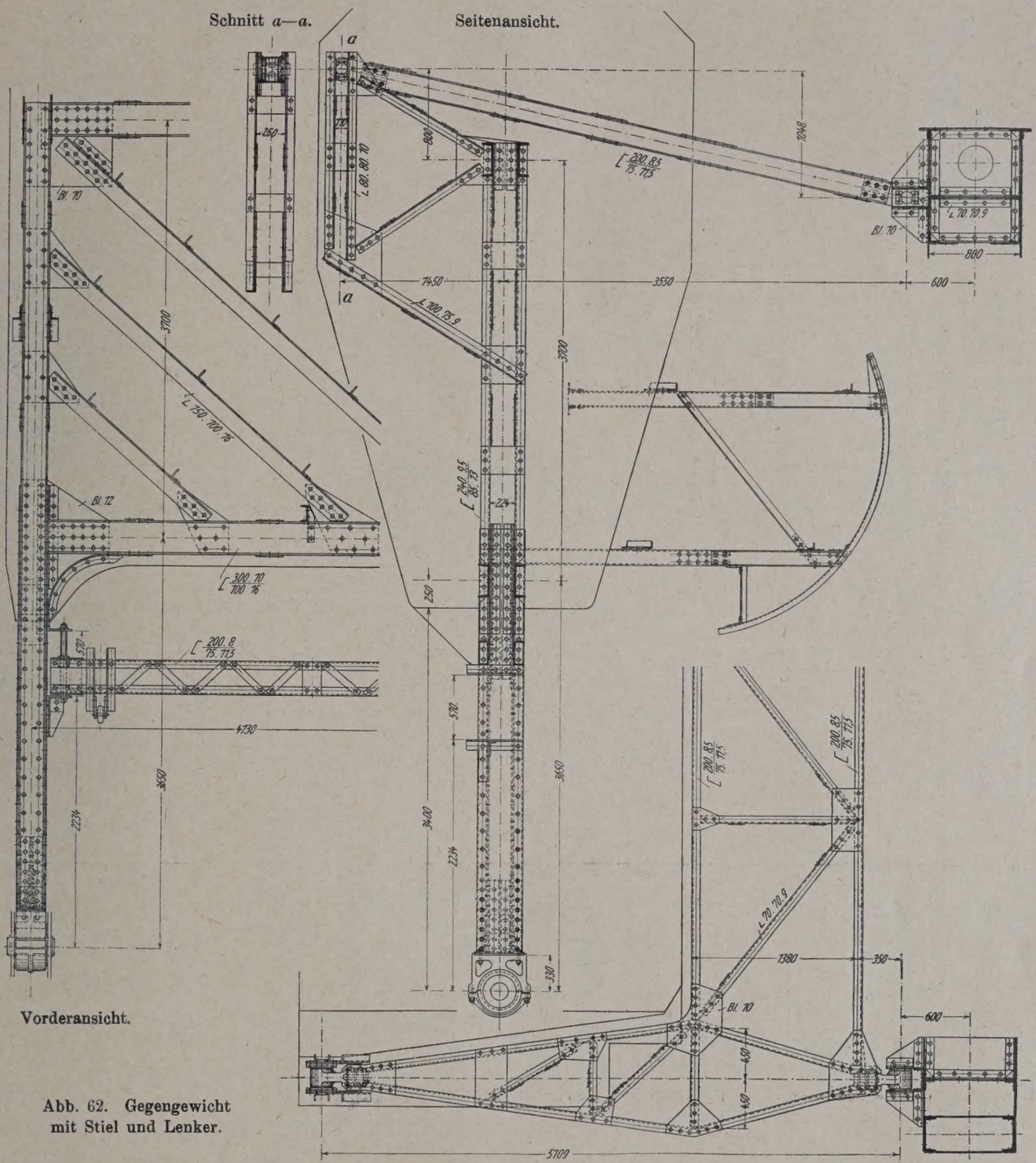


Abb. 62. Gegengewicht mit Stiel und Lenker.

dem einen Ende der Ritzelwelle sitzt ein Stirnrad, dessen Gegenrad durch eine Klauenkupplung aus- und eingerückt werden kann. Das Gegenrad kann im Notfalle mit einem Vorgelege durch die beiden Handkurbel H_1 u. H_2 angetrieben werden. Das Windewerk ist mit den beiden Backenbremsen B_1 u. B_2 (Abb. 66) ausgerüstet, die von je einem Bremsmagneten bedient werden. B_1 ist Betriebsbremse, sie tritt bei jeder Bewegung von selbst in Tätigkeit. B_2 dient als Sicherheitsbremse und wird nur im Falle der Gefahr von dem Führer durch eine besondere Fernschaltvorrichtung betätigt. Bei der Betätigung der beiden Bremsen werden hölzerne Bremsbacken durch ein Hebelgestänge von einem Belastungsgewicht an die Welle gedrückt, die zu dem in das Ausgleichgetriebe eingreifenden Ritzel gehört. Bei der Betriebsbremse wird beim Einschalten der Elektromotoren M_1 u. M_2 ein Magnet erregt, der das Belastungsgewicht anhebt und damit die Bremse lüftet. Bei der ganzen Bewegung bleibt der Magnet unter Strom und die Bremse daher gelüftet. Beim Ausschalten der Motoren wird der Hubmagnet stromlos; das Belastungsgewicht fällt herunter und setzt die Bremse in Tätigkeit. Bei der Sicherheitsbremse ist das Belastungsgewicht im gewöhnlichen Betriebe angehoben und ruht auf einer Rast des senkrechten Schenkels eines Winkelhebels, an dessen wagerechtem Schenkel ein Hubmagnet angreift. Im Gefahrfalle gibt der Führer dem Hubmagneten durch einen besonderen Schalter Strom, wodurch der Winkelhebel gedreht und damit die Rast unter dem Belastungsgewicht weggezogen wird. Dieses fällt herunter und drückt die Bremsbacken an die Welle. Um die Sicherheitsbremse wieder anzuschalten, muß der Führer das Belastungsgewicht anheben und wieder in die Rast der Klinke einhängen. Um eine Gefährdung der Motoren durch Überlastung bei eingeschalteter Sicherheitsbremse unmöglich zu machen, wird durch das fallende Belastungsgewicht ein Schalter betätigt, der die Stromzuführung zu den Motoren unterbricht. Wird das Belastungsgewicht angehoben, so stellt dieser Schalter die Stromzuführung von selbst wieder her.

Um den Zusammenbau zu erleichtern, sind für die Lagerung der Wellen geteilte Stehlager verwendet. Die stark beanspruchten Lager

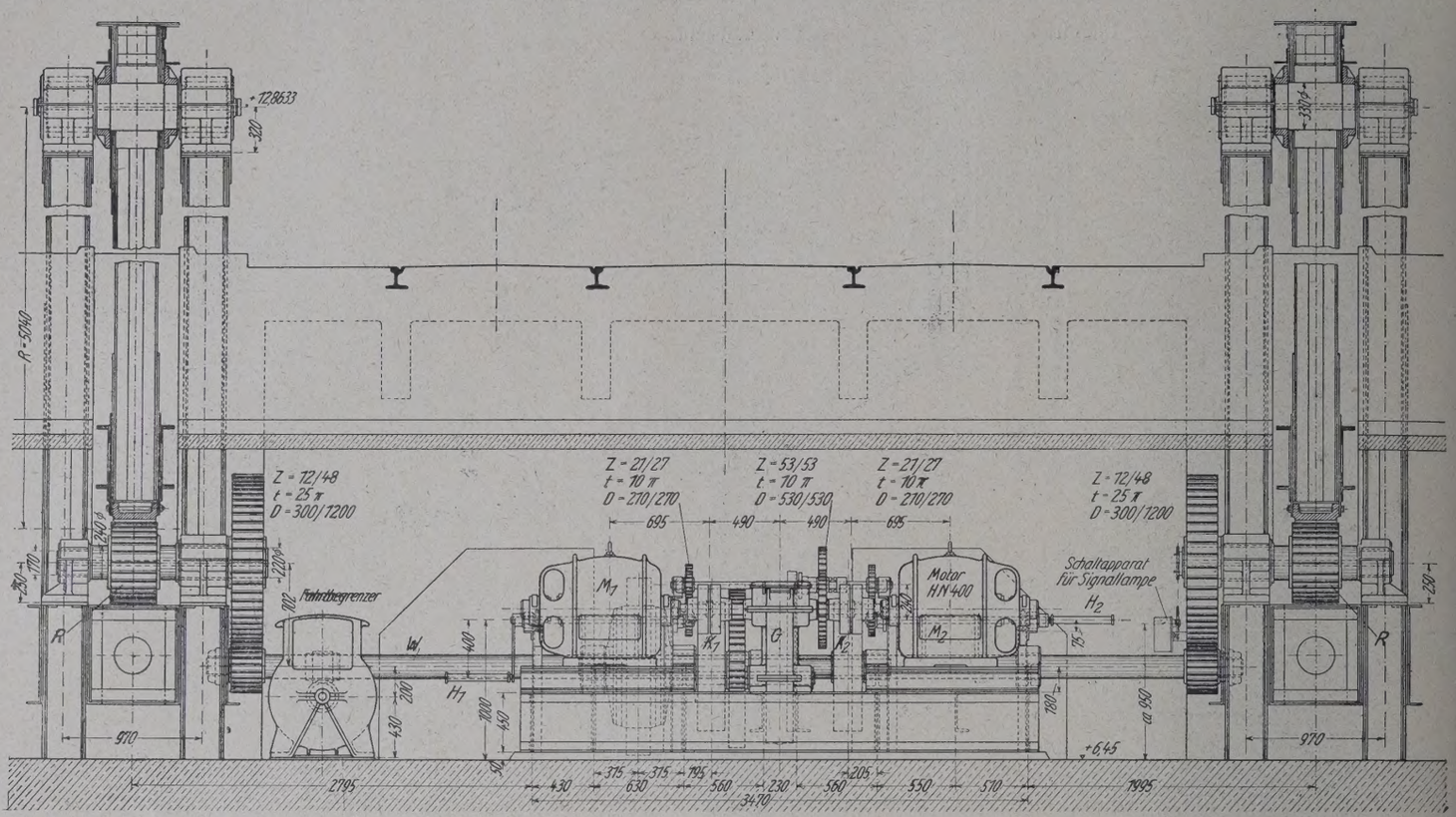


Abb. 65. Getriebe. Aufriß.

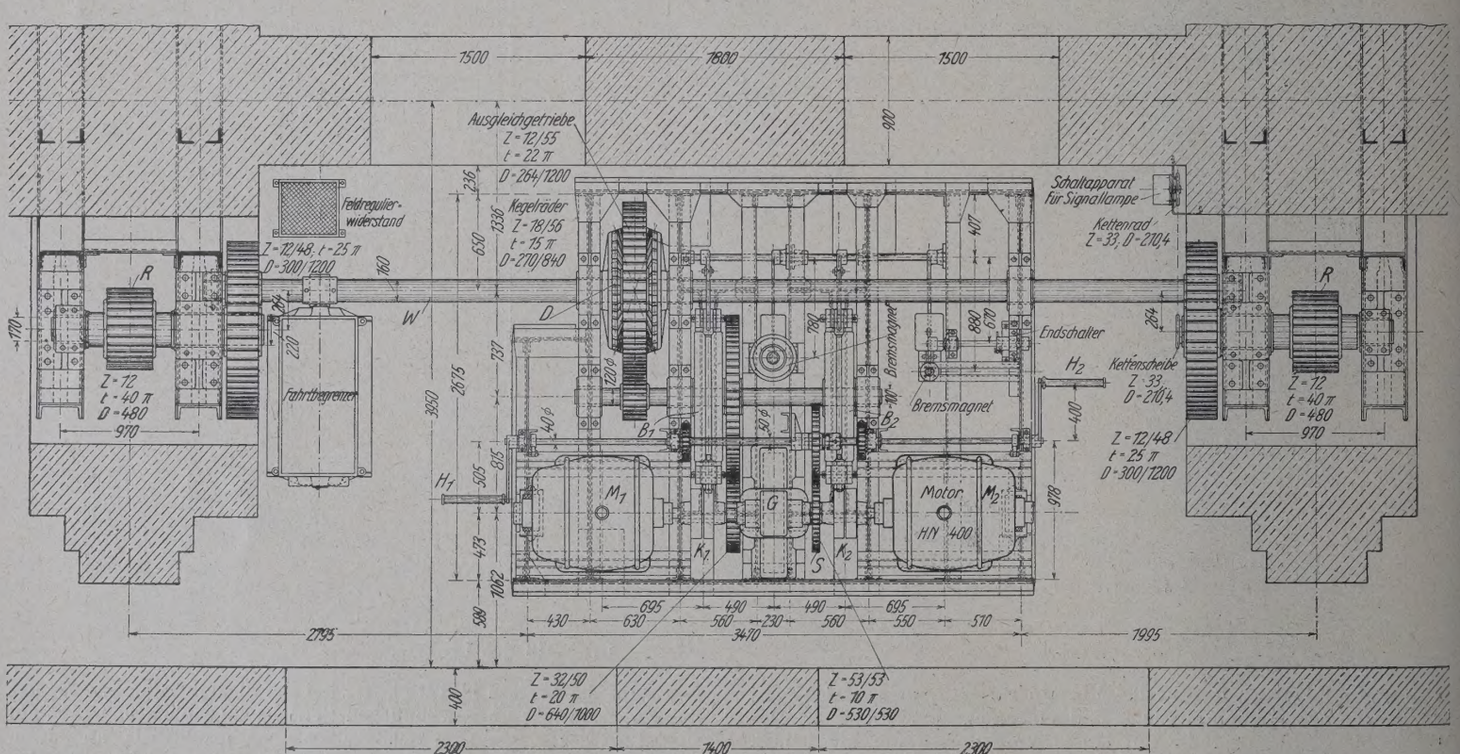


Abb. 66. Getriebe. Grundriß.

sind aus Stahlguß, die anderen aus Gußeisen gefertigt; alle sind mit geteilten Rotgußbüchsen versehen. Zur Schmierung dient im allgemeinen Staufferfett, nur die Lager der schnell laufenden Vorgelegewelle des gekapselten Rädervorgeleges haben Ringschmierung mit Öl. Die Wellen bestehen aus Siemens-Martin-Stahl von 50 bis 60 kg/mm² Festigkeit, die Zahnräder aus Stahlguß von der gleichen Festigkeit.

Die Einzelheiten des schon erwähnten Luftpuffers sind aus Abb. 67 (Schnitt $b - b$) zu ersehen. In einem unten offenen Zylinder bewegt sich ein Kolben, dessen Kolbenstange nach unten über den Zylinder hinausragt und beim Schließen der Klappe sich auf eine in den Pfeiler eingelassene eiserne Platte aufsetzt. Dabei wird die Luft zwischen Kolben und oberer Zylinderwand zusammengedrückt und dadurch die Bewegung der Klappe verzögert. Ein am Zylinder angebrachter Lufthahn gestattet, die Wirkung des Luftpuffers in gewissen Grenzen zu regeln.

Die übrigen Darstellungen der Abb. 67 geben die Lagerung und Verriegelung des vorderen Endes der Klappe wieder. Zwischen den Wänden jedes der beiden Hauptträger ist ein kräftiger geschmiedeter Riegel angeordnet. Die Riegel werden durch Hebel, die auf einer gemeinsamen Welle sitzen, vorgeschoben und zurückgezogen. Auf der einen Überbauseite ist fest auf die Welle ein Zahnsegment aufgekeilt. In dieses greift ein Ritzel ein, das über ein in einem gußeisernen

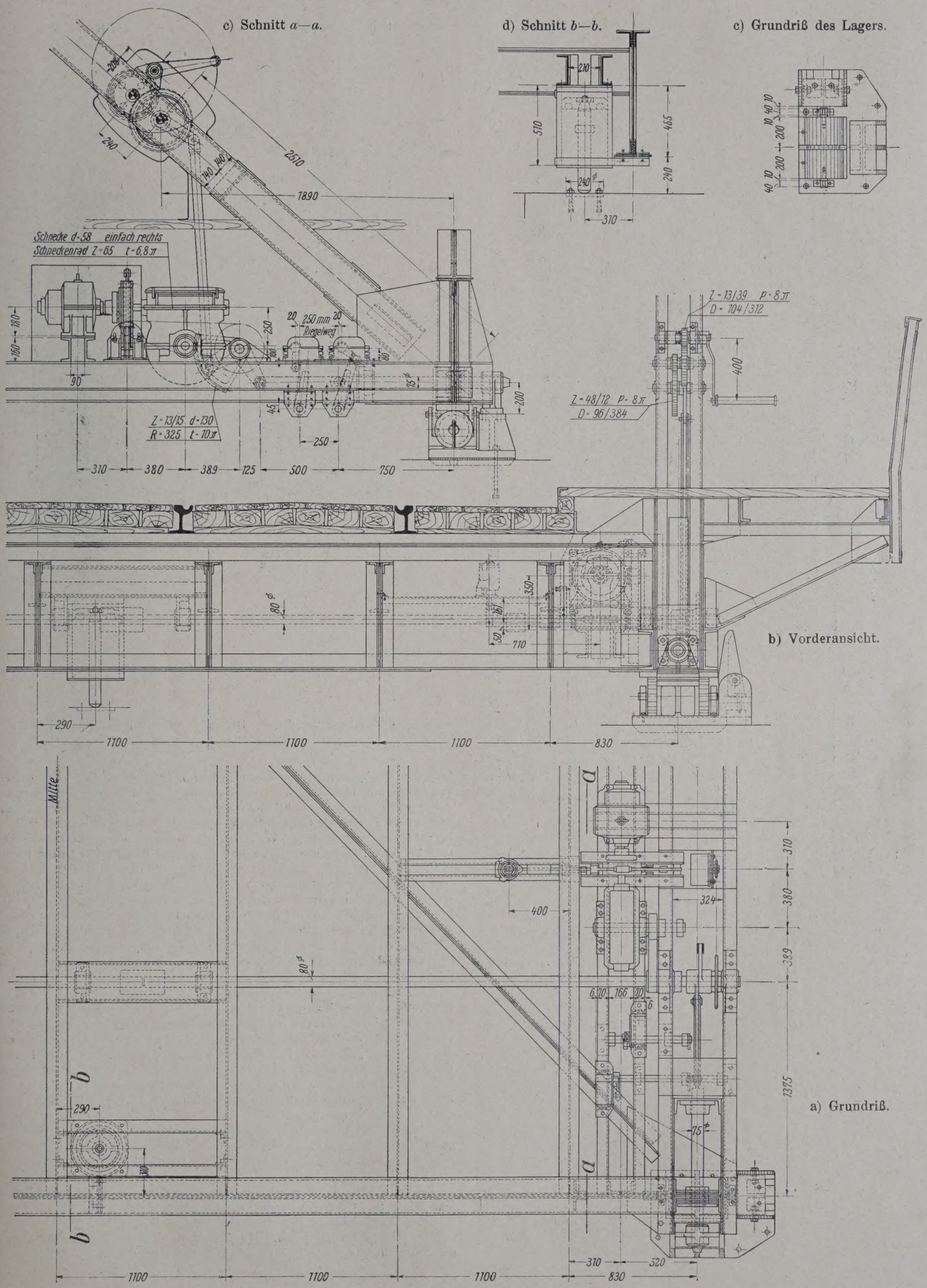


Abb. 67. Lagerung und Verriegelung am vorderen Ende der Klappe.

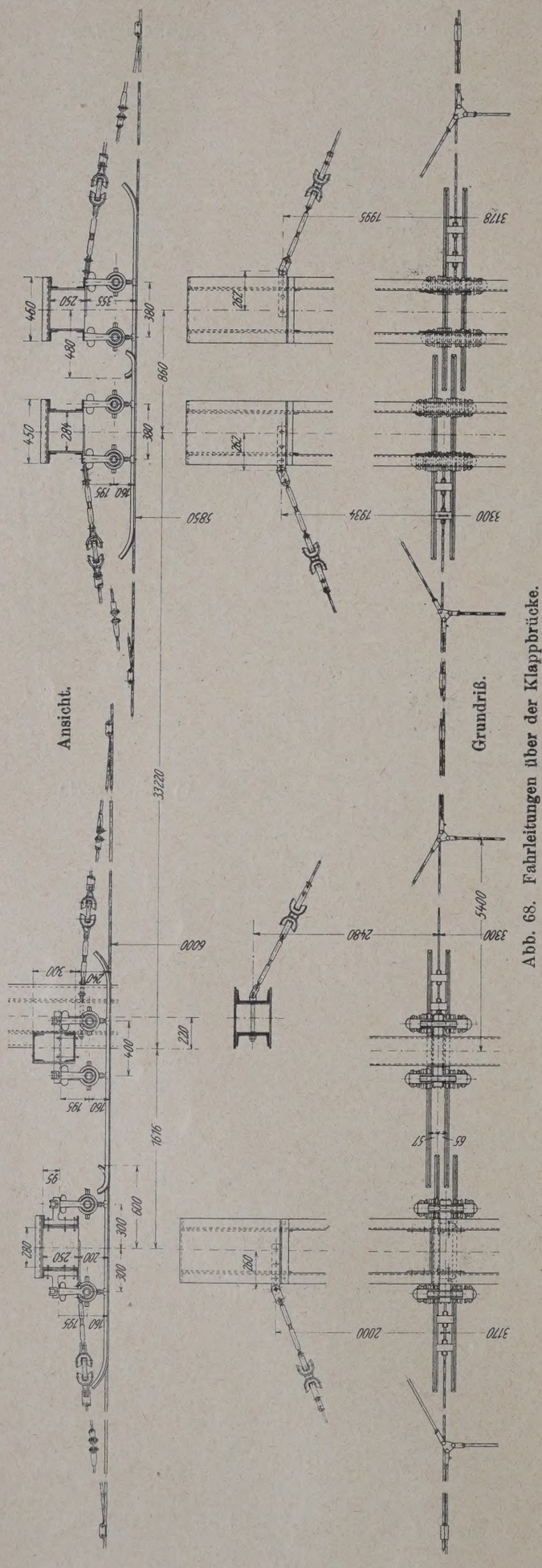


Abb. 68. Fahrleitungen über der Klappbrücke.

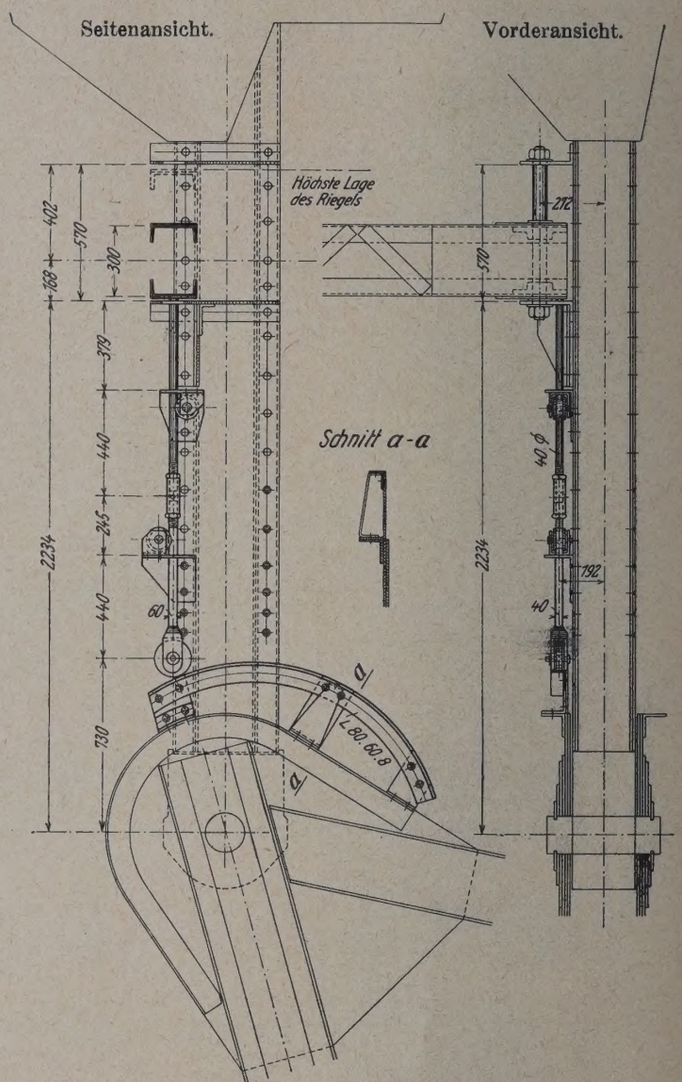


Abb. 69. Vorrichtung zum Heben des beweglichen Querriegels an den Stielen des Gegengewichtes.

Gehäuse untergebrachtes und in einem Ölbade laufendes Schneckenradvorgelege von einem Elektromotor angetrieben wird. Die Schneckenwelle ist mit der Motorwelle durch eine elastische Kupplung verbunden, deren eine Hälfte als Bremsscheibe ausgebildet ist. Die Bremse selbst ist eine Backenbremse mit Hubmagnetbedienung wie beim Windwerk und hat den Zweck, die umlaufenden Massen des Motors sofort nach dem Ausschalten des Stromes abzubremsen und ein unerwünschtes Nachlaufen des Getriebes zu vermeiden. Die Endlagen der Riegel werden durch elektrische Endschalter begrenzt. Für den Notfall können die Riegel durch eine Handkurbel betätigt werden, die an der Endschrägen des Hauptträgers angebracht ist und über zwei Stirnrädervorgelege durch ein Hebelgestänge die Hauptwelle dreht.

Bei elektrischem Antrieb werden zur End- und Verriegelung je 6 bis 10 Sek., bei Handantrieb je 20 Sek. gebraucht.

Das bewegliche Lager ist ein Einrollenlager (Abb. 67). Die Rolle wird bei geöffneter Brücke durch zwei senkrecht stehende Federn, die mit der Grundplatte des Lagers verschraubt sind und in Einschnitte zweier in die Rolle eingeschraubter Stiftschrauben eingreifen, in der Mittelstellung gehalten. Die Federn hindern die Bewegung der Rolle bei Formänderung des auf ihr ruhenden Hauptträgers nicht. An den äußeren Seiten ist je ein Horn auf die Lagerkörper geschraubt. Diese Hörner zwingen den Überbau beim Schließen der Brücke für den Fall, daß er durch starken seitlichen Wind an der Spitze eine seitliche Ausbiegung zeigt, in die richtige Lage. An dem hinteren Ende ist auf den Lagerkörper ein Führungslager aufgeschraubt, in das der Riegel eingreift. Der Lagerkörper selbst ist im Pfeiler verankert.

Zur Sicherung des über die Brücke gehenden Landverkehrs sind zu beiden Seiten der Klappbrücke in 10 m Abstand von der Öffnung Schranken angeordnet, die elektrisch betätigt werden.

Für jedes Brückengleis ist ein runder Fahrdraht aus hartgezogenem Kupfer vorgesehen. Die Enden der beiden Fahrdrähte über der Klappbrücke werden auf der einen Seite an einem die Stiele des

Gegengewichtes verbindenden Querriegel, auf der anderen Seite an einem Joch abgefangen (Abb. 57 u. 68). Die Enden der angrenzenden Fahrdrähte werden an besonderen Jochen verankert. Zur Verankerung der Leitungen dienen isolierte Sonderkonstruktionen (Abb. 68). Der Leitungsabschnitt über der Klappbrücke steht in geschlossener Lage mit der angrenzenden Oberleitung durch ein Kabel elektrisch in Verbindung; vor dem Öffnen der Brücke wird er durch einen doppelpoligen Schalter mit stromlosem Drehpunkt stromlos gemacht. Damit der Betrieb auf der ganzen Strecke durch Öffnen der Klappbrücke

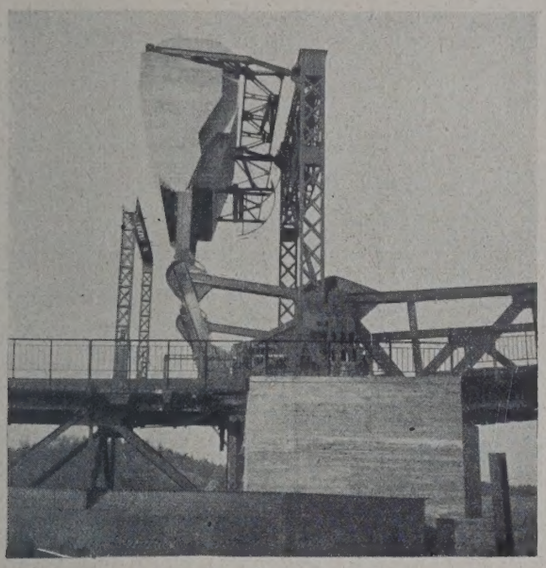


Abb. 63. Gegengewicht.

nicht gestört wird, sind die Oberleitung und die Schienen rechts und links der Klappbrücke dauernd durch ein im Flußbett verlegtes Doppelkabel elektrisch verbunden.

Damit bei aufgeklappter Brücke die Fahrdrähte sich nicht auf die Fahrbahn auflegen und damit ein scharfer Knick in den Drähten vermieden wird, sind an dem Gegengewicht zwei viertelkreisförmige Kufen angeordnet, um die sich die Fahrdrähte herumlegen (Abb. 62). Die Kufen sind verstellbar eingerichtet, um die Spannung in den Drähten regeln zu können.

Der die Stiele des Gegengewichtes verbindende Querriegel, an dem die Fahrdrähte befestigt sind, ist in senkrechter Richtung nach oben verschiebbar angeordnet. Er wird beim Öffnen der Klappe zwangläufig so hoch gehoben, daß die Fahrdrahtaufhängung am Quer-

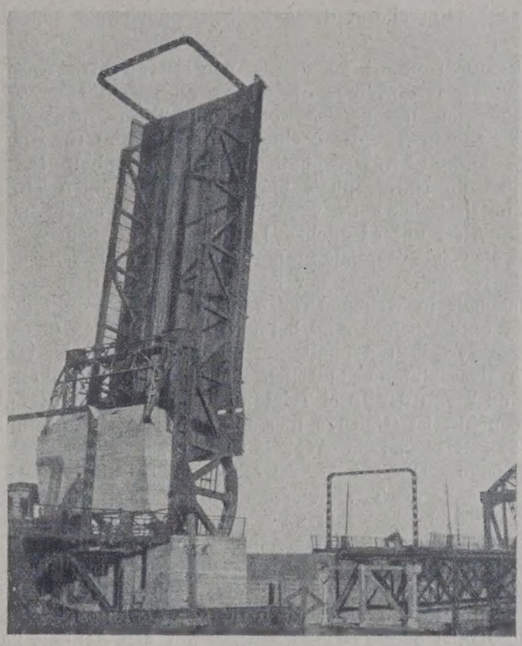


Abb. 64. Aufgeklappte Brücke.

riegel mit Rücksicht auf Schnee und Eis etwa 200 mm über Fahrbahnoberkante zu liegen kommt. Wie aus Abb. 69 zu ersehen ist, wird der Querriegel dadurch gehoben, daß beim Öffnen der Klappe die unteren Punkte von Druckstangen, die an den Stielen des Gegengewichtes beweglich geführt sind und unter den Querriegel fassen, auf einer entsprechend geformten Kurvenbahn abrollen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Über Grundwasserdichtungen.

Wir kennen heute eine ganze Reihe von Isolier- oder Abdichtungsstoffen, beispielsweise wasserdichten Zementmörtel, Asphalt, Blei, Zink, Dachpappe, bestimmte Anstriche usw., die je nach Fall ihrem Zweck mehr oder weniger zu entsprechen vermögen. Für die Technik der Grundwasserdichtung läßt sich hinsichtlich der anzuwendenden Verfahren eine Dreiteilung vornehmen, und zwar kommen in Betracht sogen. porenfüllende Abdichtungen, Innenhautdichtungen und Außenhautdichtungen. Bei dem uns hier zur Verfügung stehenden Raum können wir die beiden ersten Verfahren nur kurz mit wenigen Worten behandeln, so daß wir uns vornehmlich den für die Praxis am wichtigsten Außenhautdichtungen zuwenden wollen.

In der Gruppe der porenfüllenden Abdichtungen fällt die Hauptrolle dem Zementmörtel zu. Um eine völlige Wasserdichtigkeit zu erzielen, ist eine sorgfältige Behandlung des Zementmörtels erforderlich und besonders auf eine richtige Wasserbemessung zu achten. Allzu fetter Mörtel ist zu vermeiden, da bei diesem die Rißgefahr eine zu große ist. Auf die große Bedeutung des Portlandzements für die Isoliertechnik braucht hier nicht besonders hingewiesen zu werden, da hierüber eine stattliche Literatur vorliegt. Für Bauten mit großer oder mittlerer Wandstärke hat sich auch der Zement-Traß-Mörtel ausgezeichnet bewährt. Die überaus feine Verteilung der kieselsauren Verbindungen in Zement-Traß-Mörtel befähigt diesen, die feinsten Poren auszufüllen. Da er auch langsam abbindet, kann er den Setzungen und Spannungsveränderungen des Bauwerks im Aufbau entsprechend folgen.

Bei den Innenhautdichtungen handelt es sich um Anstriche oder Vorlegeschichten, die auf Dichtungsfläche unmittelbar aufzubringen sind. Vorteile und Nachteile stehen sich bei der Innenhautdichtung gegenüber. Als Vorzug hat die große Anpassungsfähigkeit zu gelten, da die innenliegende Dichtungshaut in der Regel auch bei unerwartetem, nachträglich auftretendem Grundwasser auf jede Mauer aufgebracht werden kann. Bei steigendem Grundwasser läßt sich die Dichtungshaut ohne Schwierigkeit weiterführen, schadhafte und undichte Stellen sind gut auffindbar und meist mit mäßigen Kosten zu beseitigen. Als Nachteil ist die große Empfindlichkeit der Innenhaut zu nennen. Setzungen, Bewegungen des Mauerwerks, Frost, Hitze, säurehaltiger Rauch genügen, um die Innenhautdichtung rissig zu machen. Ist die Innenhautdichtung eine Vorlegeschicht, so kommen neben den schon erwähnten Mörtelmischungen am besten flache Dachziegel zur Verwendung, die jedoch trotz großer Dauerhaftigkeit und Zuverlässigkeit bis jetzt wenig Eingang in die Baupraxis gefunden haben. Wählt man als Vorlegeschicht eine Betonvorlage, so geht man vorteilhaft über eine Stärke von 10 cm nicht hinaus. Die Innenhautdichtung kann auch als Putzschicht behandelt sein, wobei der Zementmörtelputz im Vordergrund steht. Nach Dr.-Ing. Joachim Schultze soll die Stärke der Putzschicht nicht unter 2,5 cm betragen, damit jede Ausspülung mit Wasser unmöglich bleibt. Als ein guter wasserdichter Putzmörtel wird ein Zementmörtel empfohlen, der als Zusatz 1% Alaun nach Gewicht der trockenen Mischung erhält, sowie ferner 1% Kaliseife, die vorher in Anmachewasser gelöst wurde. Zu den Innenhautdichtungen gehören auch die Anstriche, unter denen die Litauenprodukte vorherrschend sind. Bei der Anwendung von Anstrichen soll grundsätzlich vermieden werden, sie auf rauhe Mauern oder Betonflächen zu streichen, vielmehr sollen diese vorher stets geglättet werden.

Bei wertvolleren Bauten empfiehlt es sich, vorher eine 2 bis 3 cm starke Zementmörtelputzschicht zu schaffen, die vollständig geglättet sein muß. Reine Teeranstriche sind einer langsamen Oxydation ausgesetzt, so daß sie allmählich teilweise verschwinden. Bei Beton ist Voraussetzung, daß er gut ausgetrocknet ist; im Notfall kann man die zu bestreichende Fläche mit einer Baulötlampe vorwärmen. Leinölanstriche müssen zweimal heiß aufgebracht werden, was auch vom Goudron gilt. Gelegentlich enthalten die Anstriche alkalische Seifen, die dann allerdings auf Zement und Kalk schädlich einwirken und auch selbst hierdurch von geringerer Haltbarkeit sind.

Als Außenhautdichtungen kommen die Baustoffe Eisen, Blei und Asphalt in Betracht. Eisen hat wegen seiner Kostspieligkeit nur ein sehr begrenztes Anwendungsgebiet; in der Regel sind hier kon-

struktive Aufgaben mitverknüpft, wie beispielsweise bei der Abdichtung von Fahrstuhlschächten. Die Bleidichtung hat den Vorzug, eines der besten Schutzmittel gegen Feuchtigkeit zu sein. Die große Dehnbarkeit, geringe Brüchigkeit gestattet auf den zu dichtenden Unterlagen eine gute Verarbeitung; auch ist Blei gegen den Einfluß der Atmosphärilien und Säuren ziemlich unempfindlich. Nur Betonsalze greifen Blei leicht an, doch bietet hier ein Asphaltanstrich einen brauchbaren Schutz, der gelegentlich auch aus Asphaltpappen besteht.

Wir kommen damit zu den Asphaltdichtungen, die unter allen Dichtungsarten weitaus die erste Stellung einnehmen. Bei den Asphaltdichtungen lassen sich solche mit Teerpappeneinlagen und solche ohne Einlagen unterscheiden. Als Material für die Asphaltdichtungen kommt Naturasphalt oder Kunstasphalt in Betracht. Während wir im Naturasphalt nach der herrschenden Theorie eine Ansammlung tierischer Fette vor uns haben, die durch ein Jahrtausend umfassendes Alter unter jeglichem Luftabschluß auf dem Wege innerer Zersetzung sich zum Asphalt umbildeten, stellt anderseits der Kunstasphalt ein Nebenerzeugnis der Steinkohlendestillation dar, aus der der Kunstasphalt in wenigen Tagen als fertiges Produkt hervorgeht. Im Verkehr unterscheidet man beim Naturasphalt den besseren, aber auch teueren syrischen Asphalt, der aus Syrien und der Gegend am Kaspischen Meer stammt, und den amerikanischen Asphalt, der aus Venezuela oder von der Insel Trinidad kommt, die ein Hauptfundort des Naturasphalts ist (Näheres hierüber siehe „Die Bautechnik“ 1925, Heft 2, S. 22). Der syrische Asphalt ist rein schwarz, glänzend, glatt, nicht abfärbend. Die Stücke zeigen einen deutlichen muscheligen Bruch. Die Stücke des Trinidadasphalts dagegen sind mit einer stark abfärbenden Schicht bedeckt; auch besitzen sie keinen muscheligen Bruch. Aus Bergteer gefertigter Asphalt kommt auch aus Hannover, Braunschweig und dem Elsaß in den Handel. Für Asphaltpflasterungen wird vielfach das billige Steinkohlenteerpech benutzt, bekannt als Steinkohlenasphalt. Charakteristisch für den Asphalt ist seine wasserabweisende Kraft, auch vermag Wasser auf den Asphalt keine chemische Einwirkung auszuüben. Die dem Asphalt eigentümliche Zähflüssigkeit bedeutet und erklärt anderseits das Fehlen der Elastizität. Aus der Vermischung von Naturasphalt und Kunstasphalt ergibt sich ein guter Asphaltkitt. Während der Naturasphalt den Vorzug der größeren Beständigkeit hat, trägt der Kunstasphalt zur Verminderung der Sprödigkeit des Naturasphalts bei. Dadurch werden bei einer Bewegung des Mauerwerks die Risse vermieden, denn ein solcher Asphaltkitt paßt sich den Bewegungen durch eine entsprechende Dehnung an. Die Beigabe an Naturasphalt darf nicht unter 30% betragen. Bei besseren Gebäuden oder wo ein starker Wasserdruck in Frage kommt, empfiehlt sich eine Beigabe des Naturasphalts bis zu 50 % der Gesamtmenge. Soll die Dichtung mittels Gußasphalts bewirkt werden, so wird im allgemeinen auf einer ebenen Betonunterlage eine Gußasphaltschicht von 1 bis 5 cm Stärke aufgetragen, auf der dann das eigentliche Mauerwerk aufgetragen wird. Bei Wandisolierungen erhalten die Wände einen Schlitz, der dann später mit Asphalt ausgegossen wird. Auf eine für die Abdichtung schädliche Verschmutzung des Schlitzes ist Obacht zu geben. Ist für die Abdichtung nur eine dünnwandige Asphaltschicht vorgesehen, so kann der Asphalt mörtelartig aufgeworfen und mit der Kelle glattgerieben werden.

Unter den Asphaltdichtungen nimmt diejenige mit einer Teerpappeneinlage eine besonders wichtige Stelle ein. Die Dachpappe, eine dem 18. Jahrhundert angehörende Erfindung des schwedischen Admiralitätsrats Dr. Faxe, hat heute im Baufach eine ausgedehnte Anwendung gefunden. Das Grundmaterial der Teerpappe ist Rohpappe, die aus einem zähen, filzigen Gefüge tierischer und pflanzlicher Fasern besteht. Die Fasern besitzen eine starke Saugfähigkeit, so daß sich die Rohpappe beim Durchziehen durch eine Teerflüssigkeit mit dieser völlig durchtränkt. Mittels Walzen wird die überschüssige Flüssigkeit herausgepreßt, anderseits erhält das Gefüge durch die Walzenpressung mehr Stärke und Festigkeit. Man trifft vielfach den Irrtum an, daß diese imprägnierte Teerpappe ein wasserdichter Stoff sei, was unzutreffend ist. Denn tatsächlich saugt die Teerpappe Wasser nach längerer Zeit auf. Nach Dr.-Ing. Joachim Schultze nimmt Teerpappe durchschnittlicher Güte in fünf Tagen bereits 80% ihres Eigengewichts an Wasser auf, und nach 14 Tagen stellt sich die Wasseraufsaugung bereits auf 100%. Das Eindringen des Wassers in die Teerpappe vermindert natürlich deren Leitungsfähigkeit, da gewisse chemische Einwirkungen stattfinden. So dürften die leichten Öle durch das Wasser langsam ausgespült werden. Nichtsdestoweniger ist die Teerpappe eines der besten Mittel für Außenhautdichtungen, in richtigen Fällen angewandt. Wichtig ist nur, daß die Dichtung stets unter einem gewissen Flächendruck steht, der das Eindringen des Wassers in das Zellgewebe der Pappe verhindert. Weiter bleibt zu berücksichtigen, daß der Druck stets ein gleichmäßiger ist, da es sonst zur Bildung von Hohlräumen kommt. Die Pressung hat weiter den Vorteil, daß eine Asphaltfließbewegung innerhalb der Pappe kaum vor sich gehen kann, da durch den Druck alle Poren ausgefüllt werden und dann auch gefüllt bleiben. Die Luft spielt bei der Asphaltierung ferner eine bedeutende Rolle, da der Luftzutritt wie auch die Wärme den Asphalt fettärmer machen, was einer Minderung seiner Geschmeidigkeit und wasserabweisenden Kraft gleichkommt. Je weniger daher die Luft zu der Dichtung Zutritt hat, um so länger wird deren Lebensdauer sein.

Bei der Ausführung von Dichtungsarbeiten ist etwa vorhandenen Quellen besondere Aufmerksamkeit zu schenken, wie überhaupt die Wasserhaltung sorgfältig angelegt und geführt werden muß. Neben der selbstverständlichen Forderung einer trockenen Baugrube muß die kleinste Quelle der Drainage zugeführt werden, da die Quelle sonst selbst bei langsamstem Zufluß und geringster Wasserstärke doch genügend Wasser ansammelt, das der Dichtung nachteilig wird. Es bleibt zu berücksichtigen, daß nach fertiggestellter Dichtung wenigstens ein Tag gewartet werden muß, bevor der Beton eingebracht werden darf. Und dieser Zeitraum genügt bei der schwächsten Quelle zu einer schädlichen Wasseransammlung. Besonders bei Wanddichtungen können diese kleinen Quellen sehr störend und schädigend auftreten. Das Betonieren soll mit besonderer Sorgfalt bewirkt werden, zumal gelegentlich Bauarbeiter der Sache ein geringeres Verständnis entgegenbringen. Das Einsetzen von Absteckungsbolzen, Einschlagen von Nägeln zum Aufhängen von Lampen usw. hat unbedingt zu unterbleiben, da die Dichtung hierdurch natürlich isolierend wird. Bei Wandbetonierungen sind treppenförmige Absätze oder Stöße unzulässig, da hier das Einpressen nicht gewährleistet erscheint. Es ist dringend zu raten, in diesem Fall mit einer Stirnverschalung zu arbeiten, die nur geringe Kosten verursacht. Was die Ausführung der Asphaltisolierung anbelangt, so erhält die völlig trocken gemachte Baugrube zunächst eine sogen. Schutzschicht oder Sohle, in der Regel aus Beton, der etwa 10 bis 15 cm stark eingebracht wird. Nach Fertigstellung der Sohle werden die Umfassungswände aus Beton oder Mauerwerk aufgeführt. Auf die glatte Betonunterlage wird dann die Dichtung aufgetragen, die zunächst aus einem dünn aufgegebenen heißen Aufstrich einer Mischung von Natur- und Kunstasphalt besteht. Hierauf wird auf den Anstrich eine Lage Pappe geklebt, was unter Vermeidung von Hohlräumen zu geschehen hat. Ein gutdeckender Asphaltanstrich schließt sich an, auf den eine zweite Papplage folgt, so daß beide Papplagen in eine unlösliche Verbindung treten. Nach Erfordern kann man noch weitere Lagen aufgeben, für die dann stets ein gutdeckender Asphaltanstrich den Abschluß bildet. Die Stoßfugen der Pappe müssen wenigstens 8 cm überdeckt werden. Vor scharfen Knicken ist die Pappe zu bewahren, da sie sonst bricht, wodurch die Dichtung natürlich wirkungslos werden würde. Damit die Pappe von der Asphaltmischung gut durchtränkt wird, muß diese reichlich heiß sein, doch ist anderseits jede übertriebene Hitze zu vermeiden, da sonst die Pappenmasse angegriffen wird. Bei den Untergrundbahndichtungen gibt die Stärke des vorhandenen Wasserdruckes eine gewisse Entscheidung für die zu wählende Dichtung. In der Regel benutzt man zwei bis vier Lagen besonders hergerichteter Sonderpappen, die in einen wechselweisen Verband mit Asphaltanstrichen gebracht werden. Die durchschnittliche Temperatur, bei der die Anstrichmasse verarbeitet wird, beträgt etwa 50° C. Nachdem die Dichtung auf einer Schutzunterlage fertiggestellt wurde, folgt als Schutz eine 5 bis 8 cm starke Sandbetonschicht, die als Abschluß eine dem Wasserdruck entsprechende starke Belastungsbetonschicht erhält.

Vielfach sind im Tunnelbau einweilige Abdichtungen notwendig, die meist mittels mit Teer getränkter Leinewand durchgeführt werden. Fritz Bergwaldt teilt eine beachtenswerte Grundwasserdichtung des Kesselhauses einer Fabrik mit. Der Unterbau bestand hier aus einer starken Mauerwerkplatte, die zunächst mit einer bis an die senkrechte Wendung heranreichende Ziegelflachschicht belegt wurde. Nunmehr folgte eine Pappisolierung, der sich eine zweite Flachschicht anschloß. In Abständen von etwa 1,2 cm fand die Verlegung von I-Trägern in Beton statt, zwischen denen man ein Ziegelgewölbe von $^1/_2$ Stein Stärke umgekehrt spannte, um so dem Auftrieb des Grundwassers entgegenzuwirken. Der Grundwasserspiegel liegt 1,3 bis 3,3 m über der Abdichtung, die an den Wänden bis zum Grundwasserstand hinaufreicht und etwa zur halben Breite im Wandmauerwerk eingeklemmt ist.

Zum Schluß sei noch auf den Korkstein hingewiesen, der als ein vorzügliches Dichtungsmittel in bestimmten Fällen anzusprechen ist. Auch die vielen patentierten Dichtungsverfahren verdienen Erwägung, die im einzelnen durch die Patentschriften hinlänglich bekannt und der Fachwelt leicht zugänglich sind. Dr. P. Martell.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. April ausgegebene Heft 7 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Oberbaurat Dr.-Ing. Dr. rer. pol. R. Heiligenthal: Dezentralisation Berlins. Geh. Regierungsrat Professor Dr. Brix: Die Industrie- und Trabantenstadt Velten. Architekt Henry Groß: Oranienburg als Trabantenstadt. Heiligenthal: Erweiterung der Freiflächen in Groß-New-York. Stockholms Verkehrsfragen.

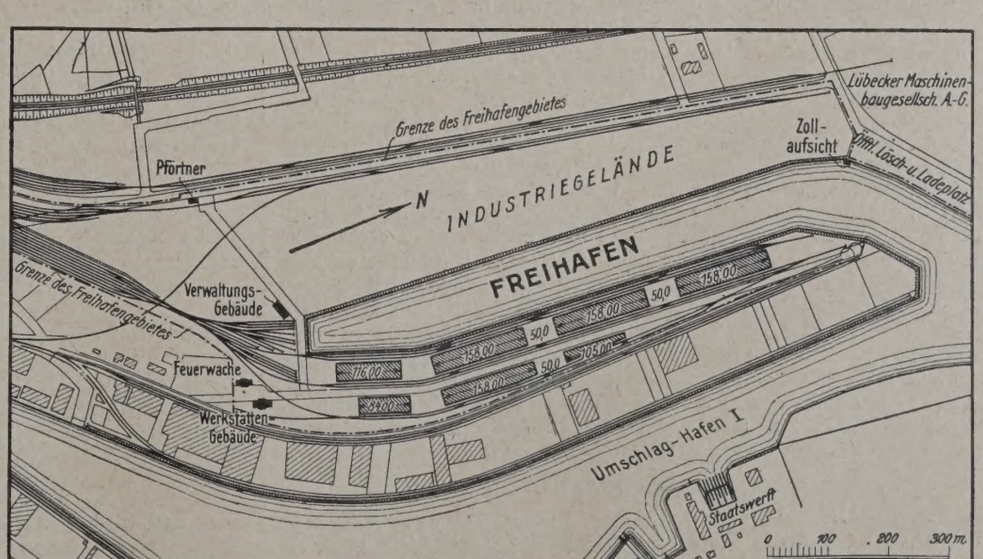
Groß-Berliner Verkehrsfragen und Straßendurchbrüche. Über diesen Gegenstand hielt im „Architekten- und Ingenieur-Verein Berlin" Prof. Dr.-Ing. Giese kürzlich einen Vortrag. Die Straßenbahn, die für Berlin im Vergleich mit dem Autobus das Rückgrat des Massenverkehrs bleiben wird, hat schon jetzt einen größeren Verkehr als 1913; der Privatautoverkehr von 1924 ist gegen 1913 um 24% gestiegen und steigt weiter; die Schnellbahnen, zu denen nach durchgeführter Elektrisierung auch die Stadt-, Ring- und Vorortbahnen gehören werden, werden auch nach weiterem Ausbau die Straßen nicht von ihrem starken Verkehr befreien. Um den Verkehr auf den Straßen in Ordnung zu bringen, was durch „Regelung" allein nicht geschehen kann, müssen die jetzt vorhandenen Fehler im Bebauungsplan beseitigt werden. Jetzt zwängt sich der ganze Verkehr vom Innern der Stadt nach dem Westen durch den Engpaß vom Potsdamer Platz: nördlich verhindert der Tiergarten, südlich der Potsdamer und Anhalter Bahnhof die Anlage durchgehender Straßen. Als nördliche Verbindungstraße muß die Französische Straße zur Budapester Straße durchgebrochen und als südliche muß die Schöneberger Straße mit der Kurfürstenstraße durch einen Tunnel unter dem Potsdamer Außenbahnhof verbunden werden.[1]) Sehr stark überlastet ist weiter die Königstraße; ihr dient der Durchbruch der Grunerstraße als Entlastung. Zur Verbesserung des Verkehrs auf Molken- und Spittelmarkt müssen die Straßenbahngleise gebessert geführt werden. Im Westen soll die Joachimsthaler Straße mit der Klopstockstraße verbunden werden.

Der Vortragende schätzte die Kosten dieser Bauten auf 48 Millionen Mark. Sie müssen aufgewendet werden, um im Zusammenhang mit einer einheitlichen Zusammenfassung der Groß-Berliner Verkehrsunternehmungen dem immer wachsenden Verkehr der Reichshauptstadt die Wege zu ebnen.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg, veranstaltete am 30. März 1925 ihren zweiten Vortrags- und Ausspracheabend über das deutsche Verkehrswesen. Professor Mattern sprach über: „Die Wasserstraßen, ihre verkehrs- und kulturwirtschaftlichen Aufgaben und ihre Stellung im deutschen Verkehrswesen". Er gab eine Übersicht über das ganze deutsche Wasserstraßennetz unter besonderer Berücksichtigung der die natürlichen Stromläufe verbindenden künstlichen Kanalbauten bezw. über die bei der Neuschaffung von Kanälen zu beachtenden Gesichtspunkte. Den deutschen Wasserstraßen droht jetzt seitens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ein scharfer Wettbewerb, für den sie sich durch Zentralisierung ihrer gesamten betrieblichen und verkehrswirtschaftlichen Verwaltung sowie durch möglichste Erhöhung auch ihrer Nebeneinnahmen rüsten müssen. Die Ausführungen des Vortragenden fanden den reichen Beifall der Versammlung.

Entwurf zu einem Freihafen in Lübeck. In Lübeck ist geplant, einen Teil des neuen Hafens zu einem Freihafen auszubauen. Im nachstehenden soll nach einem Aufsatze von Wasserbaudirektor Leichtweiß im „Lübecker Gen.-Anz." der Entwurf für diesen Freihafen beschrieben werden.

Wesentlich bei der Anlage eines Freihafens ist, dessen Ausdehnung dem zu erwartenden reinen Freihafenverkehr richtig anzupassen, damit in diesem Hafen sich auch tatsächlich nur der Verkehr abwickelt, der sich für einen Freihafen eignet. Der Handel soll also nur das Gut in dem Freihafen lagern und umschlagen, das für das Zollausschlußgebiet bestimmt ist. Dabei ist nicht ausgeschlossen, daß auch solche Güter eingelagert werden, für die eine bessere Konjunktur abgewartet werden soll und die dann je nach Bedarf wieder ins Ausland oder ins Zollinland gehen. Ebenso sollen sich in dem Zollausschlußgebiet nur solche Veredelungs-Industrien ansiedeln, die vorwiegend den Rohstoff vom Auslande beziehen und das Halb- oder Fertigfabrikat wieder dem Auslande zuführen. Es wäre unwirtschaftlich, wollte sich eine Industrie, die wohl den Rohstoff aus dem Auslande bezieht, aber das Halb- oder Fertigfabrikat nach dem Inlande abgibt, sich im Freihafen niederlassen, da ja der Zoll für die Halb- und Fertigfabrikate bedeutend höher ist als der für den Rohstoff. Aus diesen Erwägungen wurde für Lübeck vorgeschlagen, das in den Vorwerker Wiesen neu angelegte Hafenbecken für Freihafenzwecke auszubauen. Die für gedachten Zweck nutzbare Länge des Beckens beträgt rd. 1000 m. Der Kai nach der Traveseite zu soll dem Handel vorbehalten bleiben und wird den Bedürfnissen entsprechend mit Lagerschuppen und einem Lagerhaus besetzt. Der Kai nach der Vorstadtseite zu soll der Industrieansiedlung zugeführt werden. Die gesamte Fläche für Industrieansiedlung beträgt rd. 150000 m². Das Freihafengebiet wird mit einem Zollgitter umgeben. Vor den Lagerschuppen werden drei Gleise durchgeführt, deren mittleres als Verkehrsgleis dient. Es wird mit den beiderseitigen Arbeitsgleisen derart mit Weichen verbunden, daß eine gruppenweise Auswechslung der Wagen vor sich gehen kann, ohne die noch in Arbeit befindlichen Gruppen zu stören. Im Rücken der Lagerschuppen werden zwei Gleise angeordnet. Die Gleisanlage für die Industrieseite besteht aus zwei Gleisen, die im Rücken der Industrieplätze liegen. Dabei ist angenommen, daß der Verkehr bei den Industrieplätzen sich wie folgt abwickelt: Der Rohstoff kommt mit Schiff an, geht von da auf den Platz, erfährt dort seine Veredelung und geht mit Schiff wieder aus; oder, soweit es sich um Eisenbahntransporte ins Binnenland handelt, der Rohstoff kommt von der Wasserseite, wird auf dem Platz veredelt und im Rücken des Platzes verladen. Die Zuführung der Gleise zum Freihafen geschieht durch Abzweig aus dem Roddenkoppelbahnhof. Dem Hafenbecken vorgelagert ist innerhalb der Zollgrenze ein Hafenbahnhof von einem Umfange, der dem zu erwartenden Verkehr entspricht. Der Feinrangierung dienen Stumpfgleise, die vor Kopf des Beckens liegen. Die Zustellung und Abholung der Wagen geht nun folgendermaßen vor sich. Auf dem Roddenkoppelbahnhof wird der Zug zusammengestellt, geordnet nach Industrie- und nach Handelskai. Die Lokomotive zieht nun die Wagen für den Industriekai auf die Gleisgruppen für diesen und dann die Wagen für den Handelskai auf die entsprechenden Gleisgruppen innerhalb des Freihafens. Alsdann setzt die Lokomotive um, stößt die Wagen auf die Stumpfgleise vor Kopf des Beckens nach Gruppen aus, zieht die einzelnen Gruppen zu einem Zuge auf ein Gleis zusammen und holt dann zunächst die fertigen Gruppen über das Verkehrsgleis vom Kai und stößt die zu bearbeitenden Gruppen über das Verkehrsgleis an die entsprechenden Lösch- und Ladestellen. In gleichem Sinne arbeitet sie dann für den Industriekai, nur daß hier eine Feinrangierung nach einzelnen Gruppen nicht stattfindet. Der ausgehende Industrie- und Handelsteil wird dann wieder vor dem Tor zu dem ausgehenden Zug zusammengesetzt. — An Gebäuden sind neben dem Lagerhaus und den Lagerschuppen vorgesehen: ein Verwaltungsgebäude, eine Feuer- und Polizeiwache, ein Pförtnerhaus mit Zollwache, ein Werkstättengebäude und ein Gasthaus. An den Enden der Schuppen werden Bureauräume für die Schuppenverwaltung vorgesehen.



[1]) Vgl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 10, Seite 114.

Das Verwaltungsgebäude enthält in seinem Erdgeschoß die nötigen Räume für die Eisenbahn-, Zoll- und Hafenverwaltung.

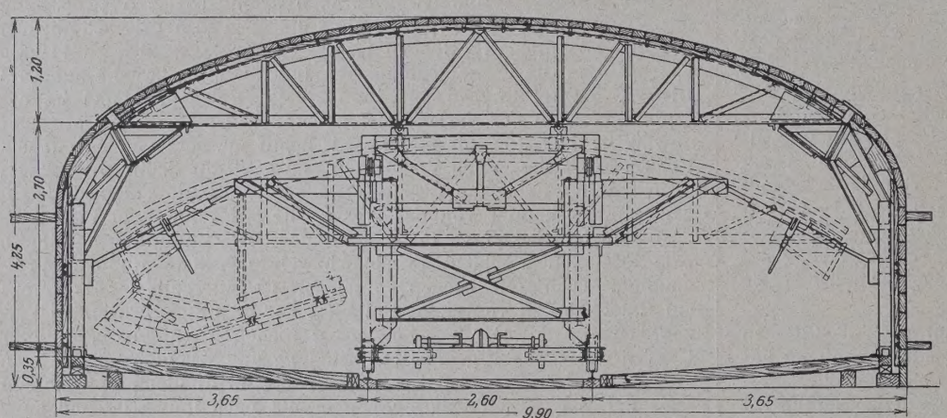
Das Pförtnerhaus enthält im Erdgeschoß die Pförtnerstube, die Zollwache und einen Raum für beschlagnahmte Sachen.

Das Werkstättengebäude enthält eine Schmiede, eine Schlosserei und eine Tischlerei; außerdem Räume für den Aufenthalt der Arbeiter und ein Werkmeisterzimmer.

Für das Löschen und Laden soll der Handelskai mit elektrisch betriebenen Kranen von 2,5 bis 3 t Leistung besetzt werden. Der freie Platz am Eingange des Hafens auf dem Handelskai dient zur Lagerung von Sperrgut und sehr schweren Gütern; dem Zweck entsprechend ist hierfür auch eine Verladevorrichtung vorgesehen.

Der Ausbau des Hafens selbst soll schrittweise geschehen. In der ersten Zeit wird es genügen, die Eisenbahnzuführung von dem schon bestehenden Gleis für die Holzlagerplätze an der Trave abzuzweigen und die Straßenzuführung von der Einsiedelstraße ab zu bewerkstelligen, wenn man es nicht vorziehen sollte, Eisenbahn- und Straßenzuführung gleich von vornherein in die endgültige Lage zu bringen.

Eine bewegliche Schalung für Betonkanäle, deren Grundsätze sich jedoch auch für eine ganze Reihe anderer Anwendungsmöglichkeiten verwerten lassen, wurde bei der Fassung des Scajaquada



Creeks in einem 2195 m langen und in einem späteren Bauaufschnitt auf 4000 m zu verlängernden Eisenbetonkanal für die Wasserversorgung von Buffalo verwendet. Sie ist aus der „Eng. News-Rec." vom 22. Januar 1925 entnommenen Abbildung ohne weiteres ersichtlich und von der bekannten amerikanischen Sonderfirma Blaw-Knox Co. in 7,5 m breiten Einheiten hergestellt, die miteinander verbolzt und verschraubt werden. Die Form ruht auf einem auf Schienen fahrbaren und mit Gasmotor angetriebenen Gerüst und kann — wie die Darstellung zeigt — als Ganzes gehoben und gesenkt werden; sie ist außerdem so eingerichtet, daß die Seitenschalung etwa in den Kämpferpunkten klappbar und gewissen Änderungen des Kanalprofils anzupassen ist.

Der Arbeitsvorgang gestaltete sich so, daß das Aufstellen der Form, das Einbringen der Bewehrung und das Betonieren je einen Tag erforderte und daß die Form drei Tage unter den frisch betonierten Abschnitten bestehen blieb. Bei diesem Arbeitsvorgang und namentlich dank der demnächst ebenfalls in der „Bautechnik" zu bringenden unterbrechungslos arbeitenden Betonförderung mittels Förderbandes wurde nicht nur eine besonders kurze Bauzeit erzielt, sondern es auch ermöglicht, daß man mit der außerordentlich kleinen Zahl von 18 Schalungseinheiten auskam. Ki.

Einsturz eines Schornsteins. In dem Orte Böhlen bei Leipzig ereignete sich, wie die D. A. Z. mitteilt, auf dem dortigen Braunkohlenbergwerk der Sächsischen Werke A.-G. (früher Staatliche Werke) ein folgenschweres Unglück. Am Nachmittage des 2. April gegen 4 Uhr stürzte ein in dem neuen Kraftwerke soeben errichteter 110 m hoher Schornstein, dessen äußeres Mauerwerk (Betonsteine mit Eisenbewehrung) fertig war, bei dem Ausbau des inneren Schamottefutters, das bis auf die letzten 40 m ebenfalls schon vollendet war, plötzlich ein. Dabei sind zehn Schornsteinbauer tödlich verunglückt. Außerdem sind drei Maurer, zwei leicht, der dritte tödlich verletzt worden. Die Ursache des Einsturzes ist zurzeit noch nicht festgestellt. Der etwa 40 m hohe stehengebliebene Stumpf droht bei dem Wegschaffen der Trümmer ebenfalls einzustürzen, so daß die Aufräumungsarbeiten sehr schwierig sind.

Neues Wasserkraftwerk der Stadt Ulm. Die Stadt Ulm ist, wie das „Stuttg. Neue Tagbl." meldet, im Begriff, an der Donau bei Donaustetten ein neues Wasserkraftwerk zu bauen. Der Grunderwerb ist in der Hauptsache abgeschlossen, nur in Dellmensingen gibt es noch gewisse Schwierigkeiten. Die Anlage erhält einen Stausee, der den Flächeninhalt des Staubeckens bei Öpfingen übertrifft. Vorgesehen sind vier Turbinen, die bei einem Wasserzufluß von 75 m³/Sek. und einem Gefälle von 6,74 m im Mittel bei Vollbelastung 4900 kW leisten. Die wirtschaftliche Abteilung des Gemeinderats entschied sich für Kaplanturbinen mit beweglichen Laufradschaufeln und erteilte an die Firmen Escher-Wyß in Ravensburg und Voith in Heidenheim Auftrag für Lieferung von je zwei Turbinen. Die Gesamtkosten betragen rd. 330 000 Mark. Rechen und Einlaß-Schützen werden von der Firma Escher-Wyß für 86 300 Mark bezogen. Es ist beabsichtigt, auch das Donauwasserwerk bei Wiblingen, das vor etwa 20 Jahren gebaut wurde, durch den Einbau neuer Turbinen zu verbessern. Die Kosten für das Werk in Donaustetten werden von den 4,5 Mill. Mark gedeckt, die Ulm von der Amerika-Anleihe erhält.

Die größte Talsperre der Welt ergibt ein in Ausführung begriffener Plan der Ausnutzung der Wasserkräfte der Dordogne in Frankreich. Der Entwurf sieht vier Sperren und vier Kraftanlagen vor; die erste Sperre bei Le Chambon soll einschließlich der Fundamente eine Höhe von 114 m erreichen. Dies wird dann die größte bei Sperren erreichte Höhe sein: zum Vergleich sei angeführt, daß die Urftsperre 38 m hoch ist, der Roosevelt (Amerika) 79 m, der New Croton 90 m und die zur Goquilla in Mexiko geplante Sperre 110 m. Der Bau soll 100 Mill. Franken kosten und wird die Verlegung von sieben Dörfern mit 1000 Personen erfordern. Die vier Kraftwerke zusammen werden etwa 100 000 PS liefern können. Der Gesamtausbau der Anlagen ist auf 400 Mill. Franken veranschlagt und wird wohl kaum vor Ablauf einiger Jahre ausgeführt werden können. Es tritt zurzeit auch in Frankreich — wie in manchen anderen Ländern — infolge der raschen Wiederherstellung der Kohlenbergwerke und der hohen Baukosten der Wasserkraftwerke eine Abneigung gegen die Ausnutzung der Wasserkräfte zutage, die selbst zum Aufgeben bereits begonnener Arbeiten geführt hat.

K. J. v. Lavale †. Am 9. März 1925 starb, fast 82 Jahre alt, der frühere langjährige Direktor der ehemaligen Pfälzischen Eisenbahnen, der Reichsrat Karl Jakob v. Lavale, hochverdient um die von ihm 25 Jahre lang geleiteten, von 280 km auf 892 km Länge ausgebauten Bahnen.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt sind: zum Vizepräsidenten einer Reichsbahndirektion: der Direktor bei der Reichsbahn Wallbaum, Berlin (R. B. D.), und der Reichsbahnoberrat Wendler, Berlin (Zentralamt); — zum Direktor bei der Reichsbahn: der Reichsbahnoberrat Dr. jur. Cohnitz, Erfurt; — zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Dr.-Ing., Dr. rer. pol. Johannes Baumann, Berlin (Hauptverwaltung), und Wilhelm Baumann, Karlsruhe; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnamtmänner Hugo Müller, Simmern, Plath, Trier, Märtens, Stettin, Ostertag, Solveen, Benz, Duppler, Briegel, Contunas, Brück und Merkle, Karlsruhe, Staehle, Mannheim, Knapp, Villingen, und Schaaf, Freiburg (Br.); — die Reichsbahnassessoren Dr. jur. Karl Koch, Trier, und Dr. jur. Ebisch, Oppeln, sowie der Eisenbahnoberinspektor Börner, Essen; — zum Reichsbahnamtmann: die technischen Eisenbahnoberinspektoren Reddersen, Cassel, und Meinck, Trier, die Eisenbahnoberinspektoren Knorr, Bamberg, Fallier, München, Westkämper, Essen, Paschedag und Frase, Trier, sowie der Oberbahnhofsinspektor Stelzmann, Reichenbach (Vogtl.).

Versetzt sind: der Reichsbahnoberrat Braun, Frankfurt (Main), als Mitglied zur R. B. D. Cassel, die Reichsbahnräte Geier, Essen, als Vorstand zum Betriebsamt Halberstadt und Heinrich Eggers Köln, als Vorstand zum Maschinenamt 2 Essen.

INHALT: Albert von Doemming †. — Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm. (Fortsetzung.) — Über Grundwasserdichtungen. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Groß-Berliner Verkehrsfrage und Straßendurchbrüche. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Entwurf zu einem Freihafen in Lübeck. — Bewegliche Schalung für Betonkanäle. — Einsturz eines Schornsteins. — Neues Wasserkraftwerk der Stadt Ulm. — Größte Talsperre der Welt. — K. J. v. Lavale †. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 24. April 1925 Heft 18

Alle Rechte vorbehalten

Eisabführung an Wehren.

Von Dr.-Ing. **Ottmann**, Ministerialdirektor a. D., Berlin.

Wenn mit dem Einsetzen des Frostes die Bildung von Grundeis in den fließenden Gewässern beginnt, so schließen sich die an die Wasseroberfläche gestiegenen Eismengen immer mehr zusammen und bilden, indem sie sich drehend talwärts bewegen, annähernd kreisrunde Schollen. Diese ballen sich schließlich derart aneinander, daß Eisstand eintritt. Das geschieht insbesondere an Untiefen, an scharfen Krümmungen, an Flußspaltungen, oberhalb zu enger Brücken und — in erhöhtem Maße — an den den Flußlauf durchquerenden Wehren.

Bei festen Wehren läßt sich das Zumstehenkommen des Eises nur verhüten oder wenigstens erschweren, indem mehr oder minder lange Strecken des festen Wehrrückens mit beweglichen Aufbauten ausgerüstet werden, so daß das feste Wehr in beschränktem Maße zu einem beweglichen Wehre ausgestaltet wird.

Bei gut angelegten beweglichen Wehren kann das Eis ungehindert flußabwärts treiben, sobald die Wehrverschlüsse entfernt worden sind. Zu dieser völligen Freilegung des Stromquerschnitts wird man sich aber mit Rücksicht auf die Schiffahrt — um diese nicht unnötigerweise brachzulegen — erst entschließen, wenn mit Sicherheit zu erkennen ist, daß eine längere Frostperiode einsetzt. Noch viel mehr drängt die Rücksicht auf die Wasserkraftgewinnung zu einer möglichst langen Aufrechterhaltung des Staues; sie verlangt, daß das bewegliche Wehr erst beseitigt wird, wenn dies entweder die abgehenden Eismassen oder große Hochwassermengen unumgänglich erfordern.

Ein derartiges Zögern mit der Freigabe des Flußquerschnitts an der Wehranlage ist natürlich nur zulässig, wenn das Entfernen der beweglichen Wehrteile von einem hochwasserfrei belegenen Standpunkte aus jederzeit möglich ist.

Ein zauderndes Abwarten ist also keinesfalls bei den Nadelwehren möglich. Diese lassen ihrem Grundwesen nach eine zweckentsprechende Behandlung der sich bildenden Eisdecke und des abgehenden Eises nicht zu. Da bei den Nadelwehren eine Überflutung unter keinen Umständen eintreten darf, ist bei ihnen ein Abschwimmen des Oberflächeneises über das Wehr hinweg unmöglich; die Nadelwehre müssen deswegen stets rechtzeitig niedergelegt werden, sobald Eisgang oder Hochwasser möglicherweise zu erwarten ist. Da dies den Belangen sowohl der Schiffahrt als auch der Wasserkraftausnutzung stracks zuwiderläuft, da es jedesmal nicht unerhebliche Arbeitslöhne beansprucht, und da es überdies oftmals überflüssigerweise geschieht und geschehen muß — wenn nämlich starker Frost oder Hochwasser zwar drohte, aber nicht eintrat —, so wird die Anwendung der Nadelwehre nur noch selten stattfinden. Ihre Herstellung wird vielmehr auf diejenigen Fälle beschränkt sein, in denen auf Schiffahrt und Wasserkraftgewinnung nicht gerücksichtigt zu werden braucht, in denen überdies nur geringe Stauhöhen in Frage kommen, und in denen schließlich nach Lage der örtlichen Verhältnisse es von Wichtigkeit ist, sehr große Wehrlängen ohne Strompfeiler auszuführen.

Während die Nadelwehre Vorkehrungen zum Abschwimmen des Eises nicht zulassen, bedürfen solcher Maßnahmen diejenigen Wehre nicht, deren Staukörper unter die Flußsohle hinabgesenkt werden, also insbesondere die Trommelwehre und die Sektorwehre. Da deren Verschlußkörper abwärts bewegt werden und in jeder Lage festgestellt werden können, brauchen sie nur so weit niedergelegt zu werden, als dies der Abgang des schwimmenden Eises jeweils erfordert. Es tritt also ein denkbar geringer Wasserverlust ein. Beide Bauweisen sind aber, wenn der feste Wehrrücken nicht in nennenswerter Höhe über der normalen Flußsohle angeordnet werden darf, auf mäßige Stauhöhen beschränkt.

Für eine zweckentsprechende Abführung des Eises muß und kann bei den Schützenwehren, bei den Walzenwehren und bei den Segmentwehren gesorgt werden.

Bei Schützenwehren können Eisklappen Verwendung finden, so wie dies beispielsweise oberhalb Basel an dem Rheinwehr zu Augst-Wyhlen geschehen ist. Dort sind bei einer 9,0 m betragenden Stauhöhe zehn Öffnungen von je 17,5 m Weite vorhanden. Diese sind im allgemeinen durch Rollschütze von 18,7 m Breite und 9,5 m Höhe verschlossen. Bei vier von diesen zehn Öffnungen ist die Schützhöhe jedoch so vermindert worden, daß 2,0 m hohe Eisklappen angeordnet werden konnten. Diese werden um ihre wagerechte Unterkante gedreht, und zwar unabhängig von dem Antrieb der Rollschützen.

Eine einwandfreie Eisabführung ist bei den wagerecht geteilten Schützenwehren des Werkes Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg[1]) vorhanden. Bei diesen hat die obere Schütztafel ein erheblich geringeres Höhenmaß als die untere. Sie gleitet an letzterer auf der Unterstromseite vorbei und kann so weit abgesenkt werden, daß sie von der unteren Tafel gedeckt wird. Mit demselben Hubmittel wird die untere Schütztafel gehoben und gesenkt, falls nicht — etwa wegen zu großer Abmessungen — gesonderte Bewegungsvorkehrungen bevorzugt werden. Das untere Schütz bleibt also in Ruhestellung nicht nur bei der Eisabführung, sondern auch bei den meisten Wasserstandsregelungen. Das obere Schütz aber kann in jeder beliebigen Höhenlage verbleiben; es braucht also nur so weit gesenkt zu werden, wie dies die Abführung des schwimmenden Eises oder sonstiger Schwimmstoffe oder schließlich die Wasserstandsregelung jeweilig erfordert. Es wird demnach jede Wasservergeudung vermieden.

Eine sehr bemerkenswerte Ausführung dieser M. A. N.-Patent-Doppelschütze erfolgt zurzeit durch die Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft bei dem oberhalb Passau zu Steinbach belegenen Wehr, durch das die Überstauung der bayerischen Kachletstrecke der Donau bewirkt wird.

Bei den Walzenwehren des Werkes Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg[2]) konnte bisher das Eis nur dadurch zum Abschwimmen gebracht werden, daß die Eismassen zum Tauchen und damit in die Strömung unter der angehobenen Walze gebracht und dann durch diese Strömung fortgeführt werden. Es ist offensichtlich, daß diese Art der Eisabführung denkbar ungünstig ist, daß bei diesem Verfahren die Wehr- und Flußsohle schweren Angriffen ausgesetzt ist, daß der Stauspiegel eine sehr erhebliche Absenkung erfährt, und daß damit der Kraftausnutzung große Wassermengen entzogen werden.

Die Erwägung, zwei Walzen übereinander anzuordnen, so daß die obere eine Abwärtsbewegung zu machen vermag, hat — wohl der sich ergebenden verzwickten Konstruktion wegen — keine Ausführung nach sich gezogen.

Neuerdings aber wird das Walzenwehr derart gestaltet, daß die Walze — die Versenkwalze — so weit abgesenkt werden kann, daß das schwimmende Eis über sie hinwegtreibt. Diese Bauart ist jetzt bei einem Ruhrwehr unterhalb Mülheim und bei einem Mainwehr der Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft zur Anwendung gelangt. Es ist dies geschehen, nachdem Modellversuche ein zufriedenstellendes Ergebnis gezeitigt hatten. Nunmehr wird in langem Zeitraum abgewartet werden müssen, wie die Neuerung sich in der Praxis bewährt. Es ist nicht zu verkennen, daß die bisherige zuverlässige Auflagerung der Walze auf der Flußsohle verlorengegangen ist, daß ein federndes Blech den unter hohem Druck befindlichen Wasserabschluß an der Wehrsohle bewirken muß, daß der Gegendruck vom Unterwasser her nur durch den Druck des Wehroberwassers erzeugt wird, und daß empfindliche bewegliche Konstruktionsteile vorhanden sind, die entweder unterhalb des Unterwasserspiegels liegen oder der Gefahr des Einfrierens ausgesetzt sind. Es erscheint keineswegs ausgeschlossen, daß auf der Flußsohle treibende Sinkstoffe zwischen die massive Wehrsohle und das Dichtungsblech geraten und empfindliche Betriebsstörungen herbeiführen. Sollte sich trotzdem die Bauweise als zuverlässig erweisen, so würde durch sie eine bedeutende weitere Verbesserung der bisher bestens bewährten Walzenwehre herbeigeführt sein.

Wo von der Anwendung der Versenkwalzen Abstand genommen wird und das Walzenwehr der bisherigen Bauart zur Ausführung gelangt, empfiehlt es sich — so wie das schon mehrfach geschehen ist —, nicht alle Wehröffnungen mit Walzen zu verschließen, sondern einige Öffnungen mit anderen Verschlußvorrichtungen auszustatten, die das ordnungsmäßige Abschwimmen des Eises und eine Feinregelung des Wasserstandes leicht ermöglichen. Es kommen hierfür besonders die Doppelschützen und die Segmentwehre in einer dem Nachstehenden entsprechenden Ausführungsform in Betracht.

Die Segmentwehre[3]) können für ebenso große Weiten wie die

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 7, S. 50.
[2]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 9, S. 68.
[3]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 16, S. 166.

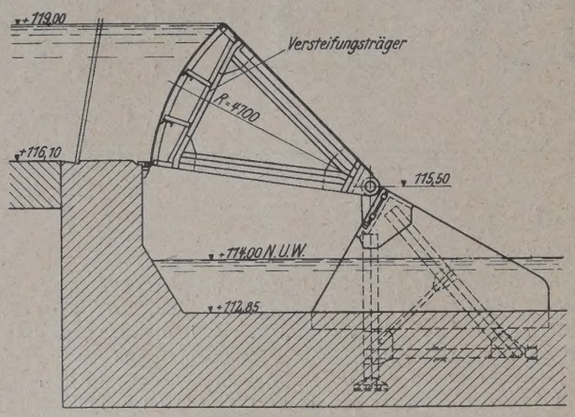


Abb. 1. Oderwehr bei Bartheln.

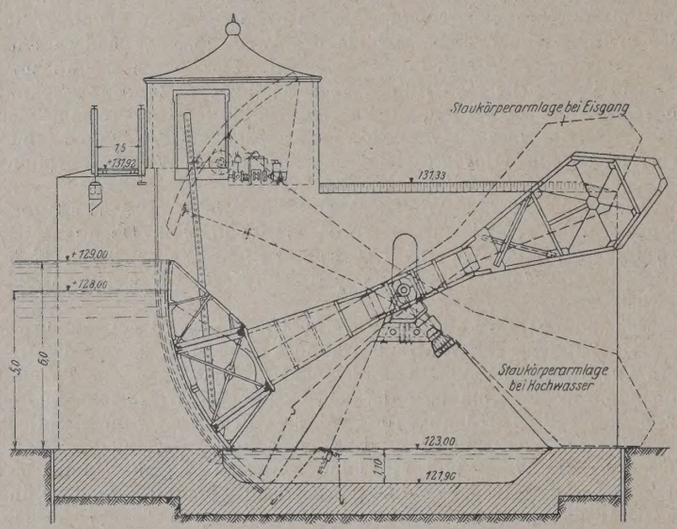


Abb. 2. Absenkbares Segmentwehr.

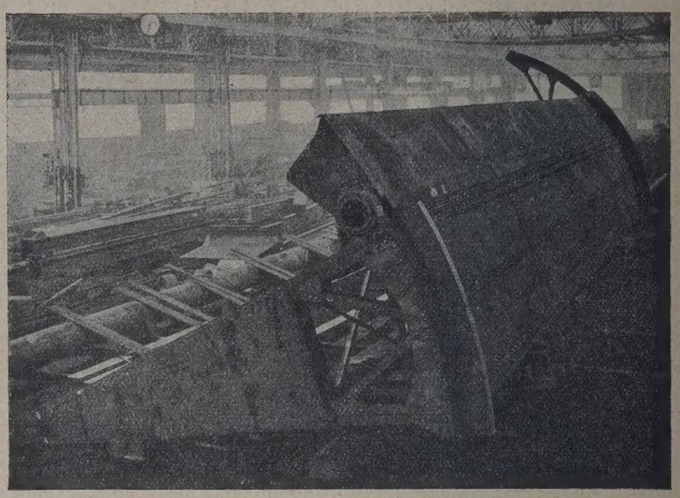


Abb. 4. Segmentwehr mit Eisklappe für Boberröhrsdorf in Schlesien.

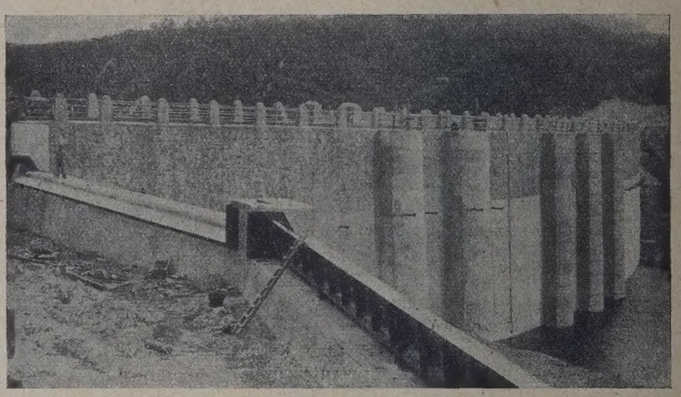


Abb. 5. Klappe am Überfallwehr der Talsperre zu Goldentraum in Schlesien.

Walzenwehre, nämlich zurzeit für etwa 40 bis 50 m Anwendung finden; sie sind auch für einseitigen Antrieb geeignet, und es können mit ihnen große Stauhöhen unschwer erreicht werden.

Eine zwischen den Wehrpfeilern befindliche und gehörig ausgesteifte Blechhaut ist nach einem Kreise gekrümmt, dessen Mittelpunkt gleichzeitig der Drehpunkt des Verschlußkörpers ist. Durch ein auf der Unterstromseite angeordnetes Trägersystem wird der Wasserdruck an Stützarme abgegeben, die sich in Nischen der Wehrpfeiler bewegen. Diese Stützarme übertragen die Druckkräfte mittels der über dem Unterwasser belegenen und somit leicht kontrollierbaren und bequem zu schmierenden Drehlager auf die Wehrpfeiler. Besondere Vorzüge der Segmentwehre sind die große Dichtigkeit, die leichte und sichere Beweglichkeit — und zwar auch im strömenden Wasser —, die schnelle und völlige Freigabe des Flußprofils bei eintretendem Hochwasser, die Klarheit der statischen Verhältnisse sowie die wohlfeile Herstellungsmöglichkeit, da nicht mehr als zwei Drittel der für ein gleichartiges Walzenwehr erforderlichen Eisenmengen gebraucht werden. Überdies spielt bei den Segmentwehren die Zapfenreibung eine nur untergeordnete Rolle, da der an dem großen Halbmesser des Segmentes angreifende Hebelarm des Antrieborgans im Vergleich zu dem Halbmesser des Drehzapfens außerordentlich groß ist. Das bedeutet einen erheblichen Vorteil gegenüber den Schützenwehren, bei denen die Größe des sehr verschiedenen Reibungswertes einen entscheidenden Einfluß auf die erforderliche Antriebskraft ausübt.

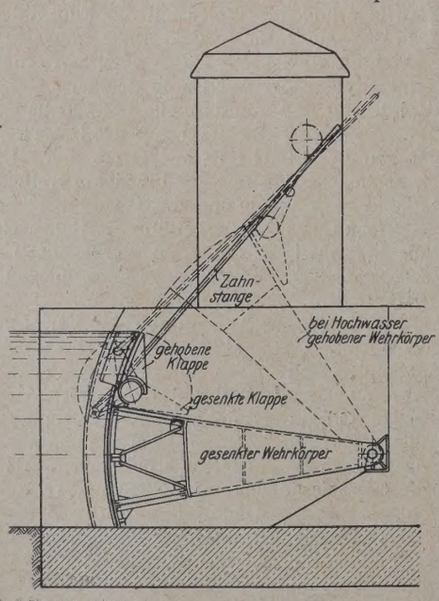


Abb. 3. Eisklappen-Antrieb Louis Eilers.
(Patent Professor Dr.-Ing. Kulka.)

Mit den Walzenwehren der bisherigen Bauweise hatten die Segmentwehre bis jetzt den nicht zu unterschätzenden Übelstand gemeinsam, daß das schwimmende Eis nur nach erfolgtem Tauchen unter dem angehobenen Verschlußkörper des Wehres zum Abtreiben gelangen konnte.

Dieselben Überlegungen, die von der Walze zu der Versenkwalze führten, veranlaßten bereits im Jahre 1915 die Oderstrombauverwaltung zu Breslau gemeinsam mit der Fa. Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen, ein Segmentwehr zu konstruieren, bei dem der Verschlußkörper unter die Wehrsohle abgesenkt wird. Diese Bauart gelangte beispielsweise bei dem Oderwehr an der Staustufe Bartheln (Abb. 1) mit 3 m Stauhöhe zur Anwendung und hat sich dort in zehnjährigem Betriebe durchaus bewährt, und zwar auch hinsichtlich der Sohlendichtung.

Bei einem im Jahre 1922 erbauten Wehr (Abb. 2) wurde von derselben Firma die Absenkbarkeit des Wehrkörpers auf das Maß von 1 m beschränkt, so daß das Eis über das herabgelassene Segmentwehr hinweg abfließen kann, also unter annähernder Aufrechterhaltung des Staues. Wie bei der Versenkwalze tritt hier also bei dem Ablassen des Eises und der Feinregelung des Staues eine kurze Abwärtsbewegung ein, während die Freilegung des Hochwasserquerschnitts durch Hochheben des Verschlußkörpers geschieht. Wie bei der Versenkwalze liegt bei dieser Konstruktion die Gefahr vor, daß Fremdkörper die Dichtung an der Sohle beschädigen.

Dieser Mangel der Versenkkonstruktionen, der bei ihnen nicht beseitigt werden kann, mußte dazu führen, daß den Möglichkeiten nachgegangen wurde, das Eis ohne wesentliche Absenkung des Stauspiegels über den Wehrkörper hinweg abschwimmen zu lassen.

Das Bestreben führt zu der Verwendung von Eisklappen.

Während die Eisklappen bei allen früheren Ausführungen einen eigenen, selbständigen Antrieb hatten, der vielfach von Hand betätigt wurde[4]), hat die Firma Louis Eilers zu Hannover-Herrenhausen, die

[4]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 9, S. 69, Abb. 12.

auch bei den Vorarbeiten für das Weserwehr zu Dörverden ein Segmentwehr mit Eisklappe in Vorschlag gebracht hatte, den Antrieb der Eisklappe gemäß ihrem Deutschen Reichspatent Nr. 369 815 von dem Hauptantrieb des Wehres abgeleitet.

Damit ist eine außerordentlich einfache und zuverlässige Bewegungsvorrichtung geschaffen worden. Durch die Aufwärtsbewegung der Triebstange (Abb. 3) wird die Eisklappe, indem sie sich rasch von dem Eise fortbewegt, umgelegt. Wenn dann eine weitere Freilegung des Stromquerschnitts erzielt werden soll, so wird die Aufwärtsbewegung der Triebstange fortgesetzt und damit das Segmentwehr hochgehoben. Durch die entgegengesetzte Bewegung des Triebstockes — Zahnstange oder Gallsche Kette — geschieht das Wiedereinsetzen des Hauptverschlußkörpers und demnächst die Wiederaufrichtung der Eisklappe. Lediglich durch die ungemein leicht zu bewirkende Bewegung der Eisklappe, die in jeder Lage zum Stillstand gebracht werden kann, wird nicht nur das Abschwimmen des Eises, sondern auch die gesamte Feinregelung des Wasserstandes bewirkt. Damit wird der große Vorteil erreicht, daß zur Bewegung gemeinhin nur äußerst geringfügige Kräfte erforderlich sind, daß der Angriff der Wehrsohle durch die Grundströmung auf die seltenen Fälle des Anhebens des Hauptwehrkörpers beschränkt wird, und daß damit auch nur selten eine Störung der Dichtung des Wehres herbeigeführt wird, daß also jegliche Vergeudung von aufgestautem Wasser vermieden wird.

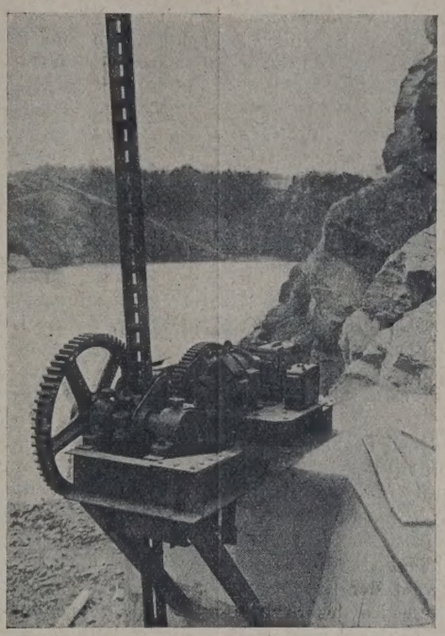


Abb. 6. Antrieb der Klappe am Überfallwehr der Talsperre zu Goldentraum in Schlesien.

Die Eisklappe wird von Louis Eilers als torsionsfester, äußerst solider Körper (Abb. 4) ausgebildet. Sie besteht aus einem nach dem Mannesmann-Verfahren oder durch Wassergas-Schweißung hergestellten Rohre von solchen Abmessungen, daß es nötigenfalls durchkrochen werden kann. Dieses Rohr ist an den beiden Enden und an mehreren Zwischenpunkten drehbar gelagert und durch den an einem Ende angebrachten Hebelmechanismus bewegbar. Das Staublech ist mit der Walze fest vernietet. Der Hauptstaukörper lehnt sich mit einem 3 bis 4 mm starken Federblech so gegen die Hohlwelle, daß eine gute Dichtung erreicht wird.

Es ist zu erwarten, daß das mit der Eisklappe ausgerüstete Segmentwehr bei den kommenden Neubauten beweglicher Wehre eine vorherrschende Stellung einnehmen wird.

Auch auf ein festes Wehr kann die hier für das Segmentwehr geschilderte Eisklappe als beweglicher Teil aufgesetzt werden. Das ist zum Beispiel durch Louis Eilers an zwei Öffnungen von je 22,7 m Länge bei der Talsperre zu Goldentraum in Schlesien (Abb. 5) ausgeführt worden. Der einseitige Antrieb (Abb. 6) ist dabei in einfachster Weise gestaltet worden.

Alle Rechte vorbehalten.

Einige Bemerkungen über die Sicherheitszahl.

Von Dr. **H. Zimmermann.**

Es ist bekannt, daß bei einem auf Druck beanspruchten Stab eine besondere Gefahr aus der Annäherung an die Knickgrenze entspringt, der man nur dadurch vorbeugen kann, daß man den Stab stärker macht, als es die Knickbedingung bei gegebener Belastung verlangt. Über das notwendige Maß der Verstärkung haben von jeher große Meinungsverschiedenheiten geherrscht, die sich im Streit über die sogenannte Sicherheitszahl kundgaben. Aber auch in den Ansichten über den Sinn und die Bedeutung dieser Zahl besteht so wenig Übereinstimmung, ja, man darf sagen, so viel Unklarheit, daß ein Versuch zur schärferen Erfassung des Begriffes nicht ganz überflüssig sein dürfte.[1]) Die nachstehenden Zeilen wollen einen Beitrag dazu liefern.

Wir nehmen an, daß die Last, die ein Stab tragen soll, das Gegebene ist und sein Querschnitt das Gesuchte. Daraus folgt zunächst, daß man ihn mit der größten, in der Wirklichkeit vorkommenden Last berechnen muß.[2]) Dabei ist natürlich auch eine im Zeitraum seiner voraussichtlichen Lebensdauer mögliche Zunahme der Gebrauchslast zu berücksichtigen. Geschieht das, so ist eine Gefährdung des Stabes durch Überschreitung der Rechnungslast ausgeschlossen. Das ist aber nicht die einzige Quelle einer Gefahr. Der berechnete Querschnitt steht ja zunächst nur auf dem Papier. Abweichungen davon sind bei der Herstellung unvermeidlich; ebenso Mängel in der Beschaffenheit des Baustoffes und mancherlei andere Zufälligkeiten, die die Tragfähigkeit des Stabes gegen ihren Rechnungswert herabsetzen. Alle diese Einflüsse können, wie gesagt, nur unschädlich gemacht werden dadurch, daß man den Stab stärker ausführt, als es die Theorie verlangt.

Man hat sich nun daran gewöhnt, dies nicht durch mehr oder weniger willkürliche Zugaben zu dem mit der Gebrauchslast berechneten Trägheitsmoment des Stabquerschnittes zu bewirken, sondern dadurch, daß man es mit einem willkürlich angenommenen Vielfachen dieser Last berechnet. Wir wollen das an dem Beispiel der Eulerschen Knickformel für einen Stab mit frei drehbaren Enden erklären. Sie lautet

$$J = \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \frac{S}{E},$$

worin J das Trägheitsmoment, S die wirkliche Stabkraft, E die Elastizitätszahl und l die Länge des Stabes. Ihn mit dem so berechneten J auszuführen, wäre gefährlich. Man entschließt sich, einen Querschnitt mit dem n-fachen Werte dieses J anzuwenden, wo n die Sicherheitszahl bedeutet. Das vergrößerte Trägheitsmoment sei J_1; es ist also

$$(1) \qquad J_1 = n \cdot \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \frac{S}{E}.$$

Statt dessen setzt man aber

$$(2) \qquad J_2 = \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \frac{nS}{E},$$

d. h. man berechnet das Trägheitsmoment mit der n-fachen Gebrauchslast. Da nun

$$J_2 = J_1 = nJ$$

ist, so hätte man der Einführung einer solchen nur gedachten Last offenbar nicht bedurft.

Mathematisch laufen beide Wege genau auf das gleiche hinaus solange man nicht weitergehende Folgerungen daran knüpft. Wenn man nämlich J mit der Gebrauchslast S, also nach der ersten Formel berechnet, befindet man sich unbedingt im elestischen Bereich, da die Spannungen auch unter der größten möglichen Last die Elastizitätsgrenze nicht überschreiten dürfen. Wenn nun gar J gemäß Gleichung (1) auf nJ erhöht und damit meist auch der Querschnitt vergrößert wird, so sinkt die Spannung noch weiter. Rechnet man dagegen nach (2) mit nS, und zwar nicht nur das erforderliche J_2 (das ja ebenso groß ist wie nJ), sondern auch die Stabspannung, so gerät man unter Umständen in den unelastischen Bereich, für den die einfache Eulerformel nicht gilt. Dann ergeben die zwei Wege nicht mehr das gleiche J, falls n beide Male denselben Wert haben soll.

---

[1]) Man vergleiche Rudolf Mayer, Die Knickfestigkeit, § 48: Der Sicherheitsgrad.

[2]) Diese Forderung ist für meinen Standpunkt wesentlich. Es spricht für sie die allgemeine Erwägung, der Sicherheitszahl so wenig Aufgaben zuzuweisen wie möglich. Alles, was sich auch nur einigermaßen sicher bestimmen läßt, soll man aus ihr herauslassen, da sie doch nur ein Notbehelf ist. Der Wert der Fortschritte in der Theorie liegt ja zum Teil gerade darin, daß sie das Gebiet der Sicherheitszahl, d. h. der rohen Schätzung, einschränken. Da überdies die genaue Kenntnis der Stabkräfte nicht nur für die Bestimmung der Querschnitte der auf Druck beanspruchten Glieder eines Bauwerkes, sondern für die ganze statische Berechnung erforderlich ist, so ist nicht einzusehen, warum man bei der Berechnung auf Knicken sich mit ungenauen Werten dieser Kräfte begnügen und über die daraus entspringende Gefahr durch eine willkürliche Erhöhung der Sicherheitszahl hinweghelfen sollte. — Der Vorschlag Müller-Breslaus, in solchen Fällen, wo aus ungenügender Geraderichtung oder Ungenauigkeiten im Lastangriff besondere Gefahr erwachsen kann, mit einem wenn auch nur geschätzten Fehlerhebel zu rechnen, erstrebt offenbar ein ähnliches Ziel.

Wenn man fragt, woher es kommt, daß das zweite Verfahren fast allein in Anwendung steht — trotz des naheliegenden Bedenkens, daß alle anderen Bauteile außer den Druckstäben bei den gebräuchlichen Werten von n die n-fachen Gebrauchslasten gar nicht tragen können —, so stößt man auf zwei Gründe. Der erste ist ein rein gefühlsmäßiger. Wir glauben Kraftwirkungen besser verstehen und abschätzen zu können als die Wirkungen von Trägheitsmomenten. Der zweite Grund hängt mit der Versuchsausführung zusammen. Es ist nicht wohl angängig, die Knickgrenze bei gegebener Last durch allmähliche Verminderung des Trägheitsmomentes zu bestimmen, sondern es steht dafür nur der Weg der zunehmenden Belastung bei unveränderlichem Trägheitsmoment offen. Wenn also ein Bauteil durch Versuche geprüft werden soll, dann bleibt nur übrig, seine Knicklast zu messen, unbekümmert darum, ob eine solche Last im Bauwerk möglich ist oder nicht. In dem Quotienten aus der Knicklast und der Gebrauchslast erblickt man unwillkürlich die Sicherheitszahl. Damit scheint die Aufgabe, diese Zahl genau zu bestimmen, gelöst zu sein. Aber das ist nur Schein!

Angenommen, wir wüßten von allen vorhandenen Stäben genau ihre so zu bestimmende Knicklast. Dann würden bei ihrer Anwendung sofort die Fragen auftauchen: Wie hoch dürfen wir sie im Bauwerk belasten? Und wie hoch müssen wir sie belasten, wenn wir sparsam bauen wollen? Von der Entscheidung hierüber, die nicht ohne Willkür oder Theorie oder beides zu treffen ist, hängt die Höhe der Gebrauchslast ab, also auch der Quotient aus ihr und der Knicklast. Hierzu tritt der Umstand, daß die Beanspruchungsweise des Stabes im Bau selbstverständlich eine ganz andere ist als in der Presse, und schließlich die unangenehme Tatsache, daß man die Knicklast eines Stabes nur sicher erfahren kann, indem man ihn zerstört. Im besten Falle erfährt man durch Zerstörung einer größeren Anzahl „gleicher" Stäbe wohl eine Durchschnittstragfähigkeit; die Streuung der Einzelwerte zeigt dann aber auch, daß die Tragfähigkeit weiterer Stäbe derselben Art nur innerhalb gewisser Grenzen vorausgesagt werden kann. Die Willkür in der Wahl der Sicherheitszahl läßt sich hiernach auch durch Bruchversuche nicht ganz beseitigen, sondern höchstens etwas einschränken. Die Bevorzugung des zweiten Verfahrens dürfte daher durch die Möglichkeit, seine Wirkungen mit Hilfe solcher Versuche abzuschätzen, nicht hinreichend gerechtfertigt sein.[3])

Wir kehren jetzt zu der grundsätzlichen Frage zurück und sprechen sie in aller Schärfe aus wie folgt:

Müssen wir, um der Haltbarkeit eines Stabes sicher zu sein, wissen, wie groß die Last ist, die ihn zerstören würde, wenn sie überhaupt vorkommen könnte, in Wirklichkeit aber nicht vorkommen kann? Mayer bejaht die Frage mit folgenden Worten: „Nichts erscheint dem Verfasser wichtiger, als geradezu die Kenntnis desjenigen Wertes der Belastung, bei dem die Stabilität wichtiger Bauglieder unsicher wird." Die Form des Ausspruches und das Fehlen einer Begründung zeigt schon, daß der Verfasser selber ihn nur als eine Meinungsäußerung betrachtet. Nun lehrt aber tausendfältige Erfahrung von den ältesten Zeiten bis auf die Gegenwart, daß man verstanden hat, stabile Bauwerke zu errichten, ohne eine Ahnung davon zu haben, bei welcher Belastung sie unstabil wurden. Und selbst wenn man dies für die Eisenbauten und besonders für ihre auf Knicken beanspruchten Teile nicht gelten lassen wollte, so zeigen die im Zentralbl. d. Bauverw. 1912 von S. 189 an veröffentlichten, über viele Jahrzehnte ausgedehnten Erfahrungen der Preußischen Eisenbahnverwaltung an einer sehr großen Zahl von Brücken, daß niemals ein Versagen vorgekommen ist, obgleich bei manchen älteren Bauwerken die Druckglieder überhaupt nicht auf Knicken berechnet worden sind und infolge des Anwachsens der Gewichte der Betriebsmittel überlastet waren. Mayer kennt diese Dinge und berichtet in seinem Buche darüber mit der Bemerkung, „daß unsere Baustoffe nicht immer so geduldig sind, wie sie es hier wohl waren". Als Beweis dafür nennt er den Einsturz der Birsbrücke bei Mönchenstein (über den im Zentralbl. d. Bauverw. 1891 ausführlich berichtet worden ist). In dem Gutachten von Ritter und Tetmajer sei nachgewiesen, daß die Mitteldiagonalen nur etwa einfache Eulersche Knicksicherheit und dabei noch exzentrische Anschlüsse hatten. Da muß man sich doch fragen, was eigentlich diese Gegenausführung beweisen soll. Denn wenn jene Brücke bei nur „einfacher Knicksicherheit" fast 20 Jahre standgehalten hat, dann muß ja wohl ihr Baustoff mindestens ebenso geduldig gewesen sein wie der der preußischen Brücken. (Nach den Messungen von Tetmajer war er aber kaum mittelmäßig.)

Ich möchte mich dagegen verwahren, daß meine Bemerkungen zu dem Ausspruch Mayers etwa so gedeutet würden, als hielte ich die Kenntnis der Tragfähigkeitsmerkmale wichtiger Bauteile für entbehrlich. Vor diesem Verdacht dürften mich ja schon meine Bemühungen um die Fortbildung gerade der Theorie des Knickens schützen. Ich bin nicht der Ansicht, daß die Wißbegierde Mayers überflüssig ist, sondern nur, daß sie einseitig ist. Könnte man seinem (gegen einen wohlerwogenen Vorschlag Kaysers gerichteten) Ausspruch über die Belastung nicht mit gutem Recht einen anderen gegenüberstellen, der besagt, daß nichts wichtiger sei als die Kenntnis desjenigen Trägheitsmomentes eines wichtigen Bauteiles, bei dem dessen Stabilität (unter der vorgeschriebenen Belastung) unsicher wird? Ich bin der Meinung, daß das eine wie das andere gleich wichtig und gleich ausreichend ist zur Beurteilung der Sachlage. Unter sonst gleichen Umständen entscheidet die aufzunehmende Last darüber, welches Trägheitsmoment nötig ist, und das vorhandene Trägheitsmoment darüber, welche Last getragen werden kann.

Hierzu treten die folgenden Erwägungen. Von seiten der Last droht einem nach der oben aufgestellten Forderung mit der größten möglichen Last berechneten Stabe keine Gefahr. Ein sachlicher Anlaß, seine aus anderen Gründen nötige Verstärkung gerade in der Weise zu berechnen, daß man eine (nur gedachte) höhere Last in die Gleichungen einführt, besteht also nicht. Im Gegenteil spricht die Art der durch die Verstärkung unschädlich zu machenden Mängel dafür, sie ohne weiteres durch die Anwendung eines Querschnittes mit größerem Trägheitsmoment auszugleichen. Als Schutz gegen zu schwach ausgefallene Querschnitte liegt das auf der Hand, und als Mittel gegen eine zu niedrige Elastizitätszahl oder andere Stoffmängel liegt es wenigstens nahe. Auch Anfangskrümmungen des Stabes sind Eigenschaften, die mit der Belastung nichts zu tun haben, die also mindestens ebenso gut dadurch ausgeglichen werden können, daß man von vornherein ein größeres als das theoretisch nötige Trägheitsmoment für die Ausführung wählt, wie auf dem Umwege der Annahme einer erhöhten Rechnungslast, deren Wirkung doch nur darin liegt, daß sie zu einem größeren Trägheitsmoment führt.

Mit diesen Betrachtungen soll natürlich das letztere Verfahren nicht als unbrauchbar hingestellt werden. Denn darüber besteht ja kein Zweifel, daß die Tragfähigkeit eines Stabes nur von seinen Maßen abhängt und nicht davon, auf welche Art man sie berechnet hat. Ich kann sogar mitteilen, daß ich bei der Beschäftigung mit der bisher völlig ungeklärten Frage der Sicherheitszahl für Stabverbindungen gefunden habe, daß da das Rechnen mit gleichmäßig erhöhten Stabkräften vor anderen Sicherungsverfahren gewisse Vorzüge besitzt. Nicht darum handelt es sich, diese Rechnungsart zu beseitigen, sondern es soll nur darauf aufmerksam gemacht werden, daß mit der unmittelbaren Erhöhung der Trägheitsmomente das gleiche erreicht werden kann. Dann wird aber die sehr verbreitete Anschauung: „Die meisten im Bauwesen verwendeten Druckstäbe liegen im unelastischen Gebiet" hinfällig. Sie ist eben nicht ein Ergebnis der Wirklichkeit, sondern nur eine nicht notwendige Folgerung aus der üblichen Berechnungsweise. Man könnte ebensogut sagen, alle unsere Zugstäbe lägen im unelastischen Bereich, weil sie in diesem Bereich brechen. Damit würde man aber die ganze Theorie der statisch unbestimmten Systeme aus dem Sattel heben.

Wir haben bisher immer nur von der Sicherheitszahl gesprochen, die Bezeichnung „Sicherheitsgrad" oder gar „Sicherheit" dagegen absichtlich vermieden. Das ist geschehen, um klar hervortreten zu lassen, daß wir nur eine den Bedürfnissen der Rechnung dienende Größe im Auge hatten, nicht aber das, was unter den beiden anderen Namen bisweilen verstanden und z. B. in der Form „tatsächlicher Sicherheitsgrad" der Sicherheitszahl als „rechnerischem Sicherheitsgrad" gegenübergestellt wird. Im Schrifttum ist mir eine Erklärung des Begriffes der tatsächlichen Sicherheit noch nicht begegnet. Solange man nicht genau weiß, was damit gemeint ist, kann man natürlich auch nicht sicher darüber urteilen, ob der Gebrauch, der von diesen Worten gemacht wird, richtig ist oder nicht. Wenn man sich diesen Gebrauch aber näher ansieht, so gelangt man zu der Vermutung, daß ihm eine irrige Annahme zugrunde liegt, die mit der vorher besprochenen Rechnungsweise zusammenhängt, nämlich die Annahme, die Einführung der Sicherheitszahl bedeute eine Erhöhung der Tragfähigkeit in gleichem Betrage über den Bedarf hinaus, der nötig ist, um die theoretisch nicht erfaßbaren Schwächen des Stabes und die Zufälligkeiten seiner Beanspruchung auszugleichen. Anders ist es wenigstens nicht zu verstehen, wenn z. B. Mayer sagt, daß infolge aller solcher Einflüsse „der tatsächliche Sicherheitsgrad wohl nicht immer so groß sein mag wie der rechnerische". Die hierin liegende Auffassung, daß beide Sicherheitsgrade eigentlich gleich sein sollten, widerspricht offenbar dem Begriff der Sicherheitszahl als eines Mittels zum Ausgleich jener Einflüsse, das natürlich verbraucht wird, indem es die von ihm verlangte Wirkung ausübt. Die Forderung der Gleichheit des „tatsächlichen" und des „rechnerischen" Sicherheitsgrades ist von diesem Gesichtspunkte aus nicht nur sinnwidrig, sondern auch unerfüllbar. Denn wie hoch man auch die Sicherheitszahl annehmen möge, ein Teil von ihr wird immer durch die erwähnten Einflüsse

[3]) Ich sehe den Wert von Knickversuchen weniger in der rein statistischen Gewinnung von Tragfähigkeitszahlen, als in der sorgfältigen und planmäßigen Anstellung von Beobachtungen zur Nachprüfung und Fortbildung der Theorie.

aufgezehrt werden, solange es keine Bauwerke gibt, die den Voraussetzungen der Theorie in jeder Hinsicht und vollkommen entsprechen.

Es ist vielleicht erlaubt, eine Äußerung über diese Dinge aus dem Jahre 1911 anzuführen: „Bevor ich den Abschnitt schließe, möchte ich noch auf eine Unklarheit hinweisen, die dadurch hervorgerufen werden kann, daß man die Ausdrücke Sicherheitszahl oder Sicherheitsgrad und Sicherheit in demselben Sinne gebraucht. Wenn z. B. verlangt wird, daß ein Stab mit dreifacher Sicherheit berechnet werden soll, so besagt das nach der oben zugrunde gelegten Auffassung nicht, daß der Stab imstande sein soll, eine dreimal so große Last zu tragen, als die ist, mit der man ihn berechnet hat. Die Sicherheitszahl dient nur dazu, alle nicht näher bestimmbaren, aber als möglich anzunehmenden ungünstigen Umstände auszugleichen. Treten diese Umstände nun wirklich einmal ein und werden sie durch die Sicherheitszahl ausgeglichen, so hat der Stab nicht eine dreifache, sondern einfache Sicherheit, und die Sicherheitszahl hat ihren Zweck erfüllt.“ (Zentralbl. d. Bauverw. 1911, S. 198.)

Nach den bisherigen Erfahrungen ist nicht zu erwarten, daß die vorstehenden Ausführungen allseitige Zustimmung finden. Einer Anregung, abweichende Meinungen und die Gründe dafür bekanntzugeben, wird es daher kaum bedürfen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Zugspitzbahn.

Von Dipl.-Ing. **Falschlunger**, München.

Der Plan einer Bergbahn auf die Zugspitze, den höchsten Berg der nördlichen Kalkalpen und den höchsten Berg Deutschlands, ist nun Wirklichkeit geworden. Allerdings wird nicht die in dem bayerischen Entwurf vorgesehene Reibungsbahn, die den Bergstock, namentlich in dem oberen Teile durch verschiedene Tunnel bezwingen und auf den Ostgipfel führen sollte, gebaut, sondern es gelangt der österreichische Entwurf zur Ausführung.

Die großen Anlagekosten einer Zahnradbahn (Standbahn) ließen aber von vornherein jede Wirtschaftlichkeit ausgeschlossen. Hierzu kamen ferner die wirtschaftlichen Erfahrungen mit den Zahnradbahnen in der Schweiz. Anderseits hat das System der Seilbahnen durch die Erfahrungen des Krieges — besonders an der italienischen Front — eine derartige Förderung in bezug auf die Ersparung an Anlagekosten, auf die erprobte Leistungsfähigkeit und auf die zu erreichende Sicherheit erfahren, daß nur eine Seilschwebebahn für die Erschließung der Zugspitze in Frage kam.

Die Zugspitzbahn erhält ihre Talstation in dem der österreichischen Bundesbahnstation Ehrwald nahegelegenen Orte Obermoos, unmittelbar an dem von Ehrwald kommenden Fußweg. Dieser Weg soll von der Station Ehrwald der österreichischen Bundesbahn bis zur Talstation der Zugspitzbahn als Automobilstraße ausgebaut werden. Die Talstation Obermoos soll in massivem Mauerwerk ausgeführt werden, und zwar ist das Fundament und das Sockelmauerwerk in Bruchstein vorgesehen; alles übrige soll in Ziegelmauerwerk hergestellt werden. Die Fundamente für den Antrieb, die Motoren und die Spanngewichtsgrube werden in Stampfbeton ausgeführt. Die ganze Anlage ist in Tiroler Stil gedacht und dürfte sich gut in die Landschaft einfügen.

Die Trasse der Seilbahn beginnt unmittelbar hinter der Talstation (Seehöhe 1232 m) auf einer sich vom Wettersteinkamm ins Tal herabziehenden Bergrippe anzusteigen. Sie führt über Dörle und die Tiefeldwiesen zu den Stengele- und Ehrwaldköpfen, überquert dann das österreichische Schneekar und endigt bei der Bergstation am Wettersteinkamm in der Nähe der Staatsgrenze auf einer Höhe von 2795 m. Die Bahn überwindet somit bei einer Gesamtlänge von 2955,4 m einen Höhenunterschied von 1563 m. Die Trasse wurde möglichst kurz gewählt und liegt durchweg in standfestem Gebirge. Bei ihrer Ausmittlung wurde auch auf die Lawinenstriche Rücksicht genommen. Die Steigung der Bahnanlage beträgt durchschnittlich 38% und erreicht an der steilsten Stelle 40%. Die höchste Entfernung des Seiles über dem unten liegenden Grunde beträgt rd. 240 m. Auf der ganzen Strecke von rd. 3 km Länge sind nur sieben Träger und zwei Einfahrtstützen angeordnet. Die Stützenaustellung wurde den Geländeverhältnissen entsprechend durchgeführt, und zwar erleiden die Tragseile nur an den Stützen 5, 6 und 7 Ablenkungen, die durch die Bodengestaltung bedingt sind. Die Stützen 3, 4 und 8 sowie die Einfahrtstützen 1 und 9 haben den Zweck, zu große Durchhänge der Lastwegkurven sowie das Berühren der Zug- und Bremsseile mit dem Boden zu vermeiden. Aus diesem Grunde müssen auch bei km 2,7314 und von km 2,974 bis 3,0154 Felseinschnitte angelegt werden.

Das von der Bahn durchzogene Gelände besteht durchweg aus Wettersteinkalk, der von der Talstation bis km 1,0339 hauptsächlich in Form von Gerölle (Gehängeschutt), von da ab bis zur Bergstation aber als standfester Fels auftritt.

Die Bergstation (Seehöhe 2795 m) befindet sich in nächster Nähe des Wettersteinkammes und ist 2,5 m tief in den Felsen eingesprengt. Sie hat eine verbaute Fläche von 210 m² und wird ganz in lagerhaftem Bruchsteinmauerwerk ausgeführt. Zur Erreichung genügenden Wärmeschutzes sind die Mauerstärken ungefähr die doppelten der vorgeschriebenen. Außerdem sind besondere Isolierungen vorgesehen.

In der Bergstation befinden sich lediglich die Vorrichtungen für die Befestigung der Tragseile. Die Tragseilverankerung geschieht durch zwei Trägerkonstruktionen, die in den gewachsenen Fels einbetoniert sind. Das Eisengerüst der Seilumführungsscheiben ist gleichfalls im Fels, und zwar durch zwei genietete Zähne und einbetonierte Anker befestigt. Die Bergstation, die außer dem Verankerungsraum noch den Warteraum mit dem Kassenraum enthält, ist eine massive Form und als Rohbau gedacht, um sich dem Hochgebirgscharakter anzupassen. Die Beleuchtung der Station soll elektrisch geschehen, wobei der Strom durch Sammler geliefert wird, deren Zu- und Abfuhr ebenfalls durch die Seilbahn stattfindet.

Abb. 1. Felssprengungen bei Ständer 4.

Die Fahrbahn besteht aus Herkulesseilen (Litzenspiralkonstruktion). Wegen des großen durch die Bahn überwundenen Höhenunterschiedes mußten die Seilstärken nach oben hin zunehmend gewählt werden. Der Durchmesser der Tragseile steigt von 42 mm auf 44 mm und auf 46 mm. Der Zugsicherheitsgrad des Seiles beträgt an der untersten Stelle jedes Seilstückes 4 und an der obersten Stelle 3,5. Für die mittlere Stärke von 44 mm ergibt sich bei einer Drahtstärke von 2,9 mm und einer Festigkeit von 165 kg/mm² eine Bruchlast von 145000 kg und ein Gewicht von 7,65 kg/m. Unter Umständen kommt nur eine Seilstärke von 48 mm in Frage.

Als Zug- und Bremsseile sind Litzenseile von 23,5 mm Durchmesser, einer Drahtstärke von 1,2 mm, einer Festigkeit von 180 kg/mm² bei 32900 kg Bruchlast und einem Gewicht von 1,60 kg/m gewählt worden.

Die Verbindung der einzelnen Tragseilstücke geschieht durch angegossene Zwischenkupplungen. Zug- und Bremsseil werden gespleißt.

Die Seilstützen sind als Raumfachwerke ausgebildet und haben Pfeilerform. Sie werden in Eisenkonstruktion hergestellt und müssen zum größten Teile in den Steilhang des Felsen einbetoniert werden (Abb. 1 u. 2). Um im Landschaftsbilde weniger aufzufallen, sollen die Stützen in der Farbe der Umgebung gestrichen werden. Die Lagerung von Zug- und Bremsseil geschieht durch je vier zu einer Batterie vereinigten Rollen von 400 mm Durchmesser. Jene Stützen, die hauptsächlich nur zum Tragen des Zug- und Bremsseiles verwendet werden,

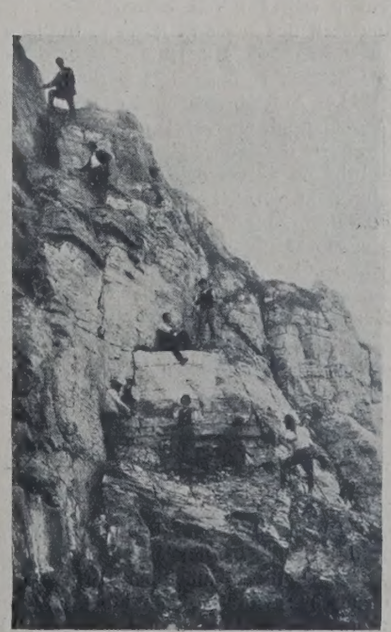


Abb. 2. Ständer 2.

erhalten besondere Sicherheitsniederhaltklappen. Bei Stütze 3 wird außerdem das Tragseil etwas herabgezogen; es muß daher hier für eine besondere Niederhaltkappe gesorgt werden. Leitvorrichtungen für Zug- und Bremsseil sind auf den Stützen nicht vorgesehen, da die Seile vom Wagen erst bei den Stützen, und zwar nur wenig von den Tragrollen, die entsprechend breit bemessen sind (200 mm), abgeschoben werden. Die Entfernung der beiden Tragseile und die Konstruktion der Stützen sind so durchgeführt, daß auch bei starkem Winde ein Anschlagen der Wagen an die Stützen oder ein Streifen der Wagen in den Seilfedern mit Sicherheit vermieden wird. Zur Sicherheit sollen die Stützen noch Abweiser erhalten. Die wegen ihrer Höhe gewiß ungünstigen Stützen 3 und 8 könnten vermieden werden, wenn es gestattet würde, den Trag- und Zugseilsicherheitsgrad kleiner als 4 bezw. 6 anzunehmen, da bei einer wirtschaftlich günstigen Konstruktion Trag- und Zugseilsicherheitsgrad in einem ganz bestimmten Verhältnisse stehen. (Vergl. die Ausführungen des Ingenieurs Zuegg in Lana bei Meran.)

Zum Betriebe der Seilbahn sind im ungünstigsten Falle, d. i. bei vollbesetzten bergwärtsfahrenden Wagen und unbesetzten talwärtsfahrenden Wagen, 70 PS erforderlich.

Die Antriebe für das Zugseil und das Bremsseil sind voneinander getrennt und derart angeordnet, daß die Seile über je zwei, durch ein Ausgleichgetriebe angetriebene Seilscheiben geführt werden, wodurch Spannungsunterschiede, die einen Seilschlipp auf den Scheiben zur Folge hätten, ausgeglichen werden. Die bei gewöhnlichen Antrieben ohne Spannungsausgleicher den Antriebscheiben vorgelagerten Gegenscheiben können in diesem Falle als Zugseilspannscheiben ausgenutzt werden, wodurch die gesamte Anordnung wesentlich vereinfacht wird.

Bei normalem Betriebe arbeitet lediglich der Antrieb des Zugseiles, während der Antrieb des Bremsseiles stillsteht. Durch den Einbau einer Reibungskupplung zwischen die Vorgelege des Zugseil- und Bremsseilantriebes ist jedoch die Möglichkeit geschaffen, bei Versagen des Antriebmotors des Zugseiles durch Einschaltung der Reibungskupplung auch mit dem Antriebmotor für das Bremsseil auf den Antrieb des Zugseiles zu arbeiten.

Um den Antrieb für das Zugseil jederzeit vollkommen stillsetzen zu können, sind in das Vorgelege dieses Antriebes zwei Bremsscheiben eingebaut, von denen eine durch einen Bremsmagneten selbsttätig beeinflußt wird, während die andere vom Führerstande aus durch eine Fuß- und Feststellbremse zu betätigen ist. Der Antrieb für das Bremsseil erhält nur eine Bremse, die sich durch die beim Festklemmen eines Wagens am Bremsseil eintretende Bewegung der Seilscheiben selbsttätig auslöst.

Reißt das Zugseil, dann klemmen sich die Seilbahnwagen durch einen weiter unten beschriebenen Klemmapparat fest und bringen dadurch das sonst in Ruhe befindliche Bremsseil samt dessen Antrieb in Bewegung. Mit Hilfe des Bremsseiles kann dann der Wagen in die Station zurückgeholt werden.

Die Antriebseilscheibe des Bremsseiles ist durch einen verstellbaren Anschlag mit einem Hauptausschalter verbunden, der bei der geringsten Drehung der Seilscheibe in Wirkung tritt, indem die gesamte Stromzuführung unterbrochen wird. Dadurch wird auch der Zugseilantrieb abgestellt. Außerdem wird durch die Drehbewegung der Seilscheibe eine Bremsspindel betätigt, die die in das Vorgelege eingebaute Bremse langsam schließt und den Antrieb selbsttätig auf einen Wagenweg von rd. 10 m abbremst. Um auch ein Durchgehen der Wagen bei einem etwaigen Radbruche zu verhindern, sind noch zwei selbsttätige Zugseilfangbremsen vorgesehen, die mit einem in eine Führungscheibe eingebauten Geschwindigkeitsregler in Verbindung stehen. Bei Überschreiten der normalen Geschwindigkeit von 3 m/Sek. auf etwa 4 bis 5 m/Sek. bringt der Regler ein Schaltwerk und damit beide Fangbremsen zur Auslösung. Der Betrieb kommt dadurch zum Stillstande. Die Rückstellung der selbsttätigen Sicherheitsvorrichtungen sowie der sämtlichen Bremsen kann nur von Hand stattfinden.

Abb. 3. Arbeiterwohnbaracke und Hilfsseilbahn.

Die Seilbahnwagen erhalten Vierradlaufwerke, deren Rollen aus Stahlguß hergestellt werden, ebenso die Hauptschilder. In das Laufwerk ist auch die Bremseinrichtung eingebaut. Im Laufwerk ist eine Welle gelagert, auf der ein Winkelhebel aufgekeilt ist. An diesem Winkelhebel ist einerseits das Zugseil, anderseits das Gehänge befestigt. Die Welle ist außerdem Spindel eines nach dem Obochschen System gebauten Schraubenklemmapparates, durch den der Wagen bei Zugseilriß an das Bremsseil geklemmt wird. Durch die vom Wagen auf das Zugseil übertragene wirksame Gewichtskomponente wird der Klemmapparat in geöffneter Stellung erhalten. Reißt das Zugseil, so kann vom Wagen keine Kraft mehr übertragen werden, und der Klemmapparat schließt sich zufolge des am anderen Ende des Winkelhebels wirkenden Gewichts von Gehänge und Wagenkasten. Das Laufwerk erhält ferner eine gabelförmige Entgleisungsvorrichtung und eine Luftbremse zur Dämpfung der Wagenschwingungen. Die Luftbremse dient gleichzeitig auch als Katarakt für die Fangvorrichtung.

Die Wagen sind möglichst leicht gehalten. Sie bestehen aus Profileisen und sind mit Holz verschalt. Bei guter Witterung sind die Wagen offen, während bei schlechter Witterung Fenster eingesetzt werden können. Der Wagenkasten, der zwei Abteile und eine Plattform enthält, faßt mit dem Wagenführer 16 Personen. In dem der Berechnung zugrunde gelegten Gesamtgewicht von 1500 kg ist auch entsprechendes Handgepäck berücksichtigt. Da die Fahrzeit nur etwa 20 Minuten betragen soll, konnte auf besondere Bequemlichkeiten verzichtet werden; daher sind in erster Linie Stehplätze angeordnet. Im Wageninnern befinden sich auch vier aufklappbare Sitze. Die Wagenbeleuchtung geschieht durch Sammler.

Was die Leistungsfähigkeit der Zugspitzbahn betrifft, so ergibt sich bei halbstündigen Zugpausen und zwölfstündiger Betriebszeit eine Beförderungsmöglichkeit von täglich 360 Personen in jeder Richtung.

Im Juli 1924 fand die politische Begehung der Seilbahn auf die Zugspitze statt. Außer zwei Referenten des Wiener Verkehrsministeriums waren anwesend: der Fachmann auf dem Gebiete der Spezialbahnen an der Wiener Technischen Hochschule Prof. Findeis, der Bauunternehmer F. Kleiner, der Organisator der Finanzierung dieses gewaltigen Unternehmens Rechtsanwalt Dr. Stern aus Reutte und der Direktor der österreichischen Seilbahn A.-G. Ingenieur Lacom. Außer diesen Personen waren noch verschiedene andere Interessenten bei der Begehung anwesend.

Die Kosten der Anlage beziffern sich auf 15 Milliarden österreichische Kronen. Die Finanzierung geschieht derart, daß eine A.-G. unter der Firma Zugspitzbahn A.-G. mit einem Stammkapital von 15 Milliarden Kronen gegründet wird. Hiervon hat ein ausländisches Übernahmekonsortium im Verein mit den Baufirmen bereits 10 Milliarden Kronen fest übernommen. Die restlichen 5 Milliarden wurden zur Subskription aufgelegt. Es wurden Aktien zu 1 Million Kronen ausgegeben (und 10 % Aufschlag für Gründung und Interkalarspesen).

Daß die Zugspitzbahn aus dem Entwurfstadium heraus ist, beweist der Umstand, daß die Felssprengungsarbeiten (Abb. 1 u. 2) bereits vollendet sind und daß in diesem Jahre auch noch die Hochbauten beendet werden. Auch die zum Materialtransport notwendigen Hilfsseilbahnen (Abb. 3) sind bereits ausgeführt. Mit beginnendem Frühjahre 1925 kann dann die Aufstellung der seilbahntechnischen Teile durchgeführt werden, und es ist damit zu rechnen, daß bis Anfang August 1925 die Bahn dem Betriebe übergeben werden kann.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur statischen Berechnung der Glasdachsprossen.

Von Dr.-Ing. Luz David, Magistratsbaurat am Statischen Bureau der Baupolizei, Berlin.

Die preußischen Ministerialbestimmungen vom 24. Dezember 1919 fordern, daß in der Mitte der Sprosseneisen eine Einzellast von 100 kg dann anzunehmen ist, wenn die Gesamtlast des Sprosseneisens aus Schnee und Wind geringer als 200 kg ist. Bei Berücksichtigung dieser „Reparaturlast“ von 100 kg braucht außerdem nur noch das Eigengewicht in Rechnung gestellt zu werden.

Je nach Art des verwendeten Sprossenprofils, nach der Art der Anordnung im statischen Sinne sowie je nach den Abmessungen der Glastafeln beeinflußt diese bestimmungsgemäße Forderung die Berechnung der Glasdächer in erheblichem Maße.

Nun haben die Glasbaufirmen wohl unter wirtschaftlichem Druck öfters versucht, die Berechnung der Sprosseneisen unter der Annahme

durchzuführen, daß eine Verteilungsbohle benutzt wird, durch die die Einzellast von 100 kg auf zwei Sprossen zu je 50 kg verteilt werden soll. Ob und wieweit diese Annahme zulässig ist und welche Grenzen zu ziehen sind, soll im folgenden untersucht werden.

Zunächst die Frage: Ist es überhaupt zutreffend, daß bei der Reinigung oder Ausbesserung des Glasdaches eine Verteilungsbohle zur Anwendung kommt? Die Erfahrung bestätigt, daß die das Dach begehenden Personen wohl ausnahmslos irgend ein Brett als Unterlage benutzen, schon deshalb, weil sie namentlich bei flachen Dächern befürchten, durchzubrechen. Es soll angenommen werden, daß z. B. eine Bohle von $25 \times 2{,}5$ cm Querschnitt an leicht zugänglicher Stelle derart angebracht wird, daß es zu dem genannten Zwecke stets erreichbar bleibt. Und nun soll die Verteilungswirkung der Bohle unter der Voraussetzung untersucht werden, daß die Einzellast punktförmig bezw. schneidenförmig auf der Bohle unmittelbar über der Sprosse angreift und daß die Sprosse ein Balken auf zwei Stützen ist. Die Untersuchung für den Fall, daß die Einzellast sich in zwei Punkten auswirkt, sowie für die Sprosse als durchlaufenden Balken folgt später.

Bezeichnungen.

b = Abstand der Sprossen untereinander,
l = Spannweite der Sprosseneisen,
P^E = Lastanteil, den die Sprosse von der Einzellast von 100 kg erhält,
P^H = Lastanteil, den die Bohle erhält,
E^E = Elastizitätsmaß der Sprosse,
E^H = Elastizitätsmaß des Brettes,
J^E = Trägheitsmoment des Sprossenquerschnitts,
J^H = Trägheitsmoment des Bohlenquerschnitts $= \frac{25 \cdot 2{,}5^3}{12} = 32{,}6\ \text{cm}^4$.

Abkürzungen.

$$n = \frac{E^E}{E^H} = \frac{2\,150\,000}{108\,000} \approx 20,$$

$$m = \frac{J^E}{J^H} = \frac{J^E}{32{,}6},$$

$$k = \frac{2\,b}{l},$$

$$C = n\,m\,k^3.$$

Es sollen Sprossen von den Stützweiten $l = 1{,}0$, 1,5, 2,0, 2,5 und 3,0 m, ferner Sprossenteilungen von $b = 0{,}51$, 0,64 und 0,80 m (als Grenzwerte der gebräuchlichen Ausführungen) untersucht werden.

Die Elastizitätsbedingung für die Bestimmung der Lastanteile von Bohle und Sprosse lautet

$$(1) \qquad \frac{P^E\,l^3}{48\,E^E\,J^E} = \frac{P^H(2\,b)^3}{48\,E^H\,J^H},$$

ferner muß sein

$$(2) \qquad P^H + P^E = 100.$$

Hieraus

$$P^E = \frac{E^E}{E^H} \cdot \frac{J^E}{J^H} \left(\frac{2\,b}{l}\right)^3 (100 - P^E) = n\,m\,k^3 (100 - P^E)$$

$$= \frac{100\,n\,m\,k^3}{1 + n\,m\,k^3},$$

somit

$$(3) \qquad P^E = \frac{100\,C}{1 + C}.$$

Zunächst soll der Belastungsanteil der Sprosse für die verschiedenen Dachneigungen, Stützweiten und Sprossenteilungen zahlenmäßig ermittelt werden. Zu diesem Zwecke wird für die Neigungen $\alpha = 10°$, 20° und 30° und Sprossenteilungen von 0,51, 0,64 und 0,80 m bei Stützweiten 1 bis 3 m das erforderliche Sprossenprofil bestimmt, und zwar zunächst unter der eingangs erwähnten Annahme, daß die „Reparaturlast" zur Hälfte, also mit je 50 kg, in Rechnung gestellt wird.

Die auftretenden Biegungsmomente bestimmen sich ohne weiteres nach Formeln, die sich entsprechend den verschiedenen Dachneigungen leicht aufstellen lassen.[1])

$\alpha = 10°$: $M_g = 394\,l^2\,b$; $M_{g+s+w} = 1346\,l^2\,b$; $M^{50} = \frac{2462}{2} \cdot l = 1231\,l$.[2])

$\alpha = 20°$: $M_g = 376\,l^2\,b$; $M_{g+s+w} = 1373\,l^2\,b$; $M^{50} = \frac{2348}{2} \cdot l = 1174\,l$.

$\alpha = 30°$: $M_g = 347\,l^2\,b$; $M_{g+s+w} = 1425\,l^2\,b$; $M^{50} = \frac{2165}{2} \cdot l = 1083\,l$.

Hierin kann man der Reihe nach die Sprossenteilungen $b = 0{,}51$, 0,64 und 0,80 m einsetzen und erhält dann die Biegungsmomente nur als Funktionen der Spannweiten l in Tafel I.

[1]) Im vorliegenden Falle sind die Formeln von „Eisen im Hochbau", 6. Aufl., S. 520, als Ausgangspunkt genommen worden.

[2]) M^{50} bedeutet das Moment aus einer Einzellast von 50 kg.

Tafel I.

	$\alpha = 10°$			$\alpha = 20°$			$\alpha = 30°$		
$b =$	0,51	0,64	0,80	0,51	0,64	0,80	0,51	0,64	0,80
M_g	$200\,l^2$	$252\,l^2$	$315\,l^2$	$192\,l^2$	$240\,l^2$	$300\,l^2$	$177\,l^2$	$222\,l^2$	$277\,l^2$
M_{g+s+w}	$685\,l^2$	$860\,l^2$	$1075\,l^2$	$700\,l^2$	$880\,l^2$	$1100\,l^2$	$726\,l^2$	$912\,l^2$	$1140\,l^2$
M^{50}	$1231\,l$	$1231\,l$	$1231\,l$	$1174\,l$	$1174\,l$	$1174\,l$	$1083\,l$	$1083\,l$	$1083\,l$

Mit Hilfe von Tafel I wird Tafel II berechnet. Dabei sind die für die Querschnittbemessung maßgebenden Momente besonders gekennzeichnet, und zwar die für die Sprossenteilung $b = 0{,}51$ in gewöhnlicher Schrägschrift, $b = 0{,}64$ in fetter Schrift und $b = 0{,}80$ in fetter Schrägschrift.

Lastverteilungsverhältnisse bei kittlosen Sprossenprofilen.

In Tafel II ist die Lastverteilung einer Bohle bei den für Kittsprossen üblichen Profilen ⊥ Nr. 4 bis 7 untersucht. Aus dem Verlauf der in Abb. 1 dargestellten Trägheitsmomente ersieht man, daß die kittlosen Sprossenprofile erheblich weniger steif sind als die Kittsprossen. Bei gleichem Widerstandsmomente sind also die kittlosen Sonderprofile nachgiebiger und erhalten, wie leicht vorauszusagen, kleinere Lastanteile aus der „Reparaturlast" als das ⊥-Profil gleichen Widerstandsmoments. Die Kurve der kittlosen Profile verläuft natur-

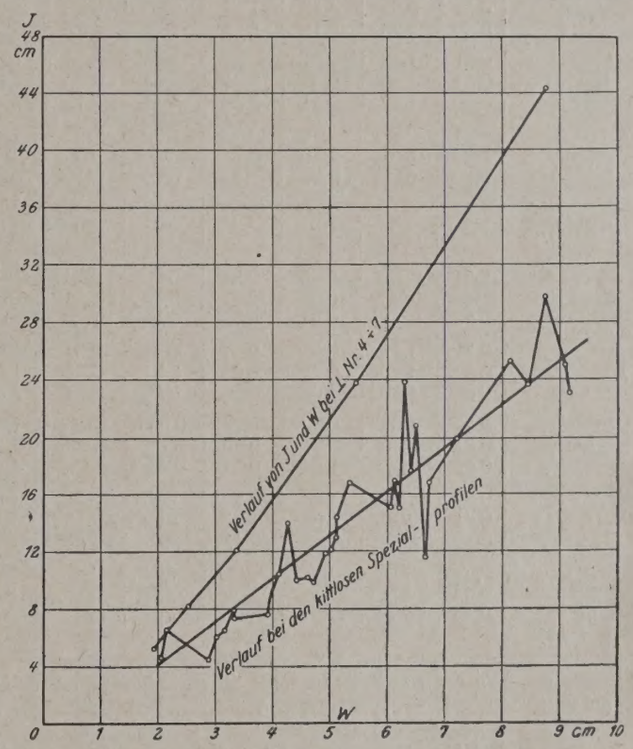


Abb. 1.

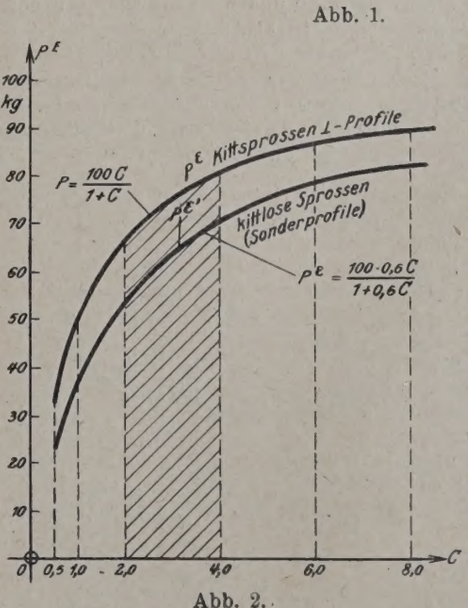


Abb. 2.

gemäß in einer Zickzacklinie je nach der Querschnittform der Sonderformeisen, und zwar sind in Abb. 1 die Trägheitsmomente von 30 Sonderprofilen aufgetragen worden. Um generell diese Sonderprofile in unsere Betrachtungen mit einbeziehen zu können, ist in Abb. 1 die gerade Ausgleichlinie gezogen worden. Nimmt man in überschläglicher Schätzung an, daß die Ordinaten dieser Ausgleichlinie im Durchschnitt 0,6 der Ordinaten der darüberliegenden J-Kurve der ⊥-Profile betragen, so

Tafel II.

Ermittlung der Momente, Querschnittbemessung von ⊥-förmigen Sprossen unter vorläufiger Annahme von $P = 50$ kg und Berechnung des auf die Sprosse tatsächlich entfallenden Anteils der „Reparaturlast".

		$\alpha = 10°$					$\alpha = 20°$					$\alpha = 30°$				
Stützweite l in m		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
M_g cmkg	0,51	200	450	800	1250	1800	192	432	768	1200	1730	177	398	708	1105	1593
	0,64	252	565	1010	1570	2270	240	540	960	1500	2160	222	500	888	1370	2000
	0,80	315	710	1260	1970	2840	300	675	1200	1875	2700	277	624	1108	1730	2500
M_{g+s+w} cmkg	0,51	685	1540	2740	4270	*6165*	700	1575	2800	*4360*	*6300*	726	1630	*2904*	*4530*	*6534*
	0,64	860	1935	3440	**5360**	**7740**	880	1980	**3520**	**5500**	**7920**	912	2050	**3648**	**5700**	**8208**
	0,80	1075	2420	***4300***	***6700***	***9675***	1100	***2478***	***4400***	***6880***	***9900***	1140	***2564***	***4560***	***7120***	***10260***
$P=50$ M cmkg	0,51	1231	1850	2462	3080	3700	1174	1760	2348	2940	3520	1083	1624	2166	2710	3250
	0,64	1231	1850	2462	3080	3700	1174	1760	2348	2940	3520	1083	1624	2166	2710	3250
	0,80	1231	1850	2462	3080	3700	1174	1760	2348	2940	3520	1083	1624	2166	2710	3250
M_{g+50} cmkg	0,51	*1431*	*2300*	*3262*	*4330*	5500	*1366*	*2192*	*3116*	4140	5250	*1260*	*2022*	2872	3815	3843
	0,64	**1483**	**2415**	**3472**	4650	5970	**1414**	**2300**	3308	4440	5680	**1305**	**2124**	3054	4080	5250
	0,80	***1546***	***2560***	3722	5050	6540	***1474***	2435	3548	4815	6220	***1360***	2248	3274	4440	5750
gew. Profil ⊥	0,51	4	4,50	5	6	6	4	4	4,50	6	6	4	4	5	6	6
	0,64	4	4,50	5	6	7	4	4,50	5	6	7	4	4	5	6	7
	0,80	4	4,50	6	6	7	4	4,50	6	6	7	4	4,50	6	7	7
J_{vorh}	0,51	5,28	8,13	12,1	23,8	23,8	5,28	5,28	8,13	23,8	23,8	5,28	5,28	12,1	12,1	23,8
	0,64	5,28	8,13	12,1	23,8	44,5	5,28	8,13	12,1	23,8	44,5	5,28	5,28	12,1	23,8	44,5
	0,80	5,28	8,13	23,8	23,8	44,5	5,28	8,13	23,8	23,8	44,5	5,28	8,13	23,8	44,5	44,5
W_{vorh}	0,51	1,83	2,51	3,35	5,48	5,48	1,83	1,83	2,51	5,48	5,48	1,83	1,83	3,35	5,48	5,48
	0,64	1,83	2,51	3,35	5,48	8,79	1,83	2,51	3,35	5,48	8,79	1,83	1,83	3,35	5,48	8,79
	0,80	1,83	2,51	5,48	5,48	8,79	1,83	2,51	5,48	5,48	8,79	1,83	2,51	5,48	8,79	8,79
σ_{vorh}	0,51	785	916	973	790	1125	750	1200	1238	800	1150	690	1100	866	825	1190
	0,64	815	960	1935	980	880	780	920	1050	1000	900	715	1165	1090	1035	935
	0,80	845	1020	785	1225	1110	810	985	805	1252	1130	740	1020	830	810	1170
$n = \frac{E^E}{E^H}$		20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
$m = \frac{J^E}{J^H}$	0,51	0,162	0,25	0,37	0,73	0,73	0,162	0,162	0,250	0,73	0,73	0,162	0,162	0,37	0,73	0,73
	0,64	0,162	0,25	0,37	0,73	1,36	0,162	0,250	0,370	0,73	1,36	0,162	0,162	0,37	0,73	1,36
	0,80	0,162	0,25	0,73	0,73	1,36	0,162	0,250	0,730	0,73	1,36	0,162	0,250	0,73	1,36	1,36
$k = \frac{2b}{l}$	0,51	1,02	0,67	0,51	0,41	0,34	1,02	0,68	0,51	0,41	0,34	1,02	0,68	0,51	0,41	0,34
	0,64	1,28	0,85	0,64	0,51	0,43	1,28	0,85	0,64	0,51	0,43	1,28	0,85	0,64	0,51	0,43
	0,80	1,60	1,06	0,80	0,64	0,54	1,60	1,06	0,80	0,64	0,54	1,60	1,06	0,80	0,64	0,54
k^3	0,51	1,04	0,30	0,13	0,069	0,039	1,04	0,30	0,13	0,069	0,039	1,04	0,30	0,13	0,069	0,039
	0,64	2,10	0,61	0,26	0,13	0,080	2,10	0,61	0,26	0,130	0,080	2,10	0,61	0,26	0,130	0,080
	0,80	4,10	1,23	0,51	0,26	0,157	4,10	1,23	0,51	0,260	0,157	4,10	1,23	0,51	0,260	0,157
$C = n\,m\,k^3$	0,51	3,37	1,50	0,96	1,00	0,57	3,37	0,98	0,65	1,00	0,57	3,37	0,98	0,96	1,00	0,57
	0,64	6,80	3,05	1,92	1,90	2,16	6,80	3,05	1,92	1,90	2,16	6,80	2,10	1,92	1,90	2,16
	0,80	13,30	6,15	7,45	3,80	4,25	13,30	6,15	7,45	3,80	4,25	13,30	6,15	7,45	7,08	4,25
P^E kg	0,51	77	60	50	50	36	77	50	40	50	36	77	50	49	50	36
	0,64	87	75	66	66	68	87	75	66	66	69	87	67	66	66	68
	0,80	93	86	89	79	81	93	86	89	79	81	93	86	89	88	81

erhält man $m = 0{,}6 \cdot \frac{J^E}{J^H}$, und es wird daher die neue Summenkonstante C'

$$C' = 0{,}6\,C.$$

In Abb. 2 sind für die Kittsprossen und für die kittlosen Profile die Werte $P^E = \frac{100\,C}{1+C}$ bezw. $P^{E'} = \frac{100 \cdot 0{,}6\,C}{1+0{,}6\,C}$ aufgetragen, und man erkennt den etwas günstigeren Verlauf der auf die kittlosen Sprossen entfallenden Einzellastanteile $P^{E'}$. Die kittlosen Sprossen erhalten nämlich in dem häufig vorkommenden Bereich (schraffiert) etwa um $^1/_5$ bis $^1/_7$ geringere Anteile als die ⊥-Profile.

Einfluß der Kontinuität der Sprossen auf die Lastverteilungsverhältnisse.

Bisher ist der Einfluß der lastverteilenden Wirkung einer Holzbohle bei Sprossen von ⊥-Profil einerseits und Sonderprofilen anderseits unter Annahme eines Balkens auf zwei Stützen untersucht worden. Dies trifft in vielen Fällen zu, denn beispielsweise bei den häufigen Raupenoberlichtern sind die Sprosseneisen meist Balken auf zwei Stützen.

In andern Fällen jedoch, wo es sich um große Dachflächen mit Drahtverglasung handelt, werden die Sprosseneisen kontinuierlich über mehrere Felder hinweggeführt. Natürlich biegen sich die durchlaufenden Sprossen weniger durch und erhalten somit größere Anteile der „Reparaturlast" als Sprossen, die als Balken auf zwei Stützen wirken.

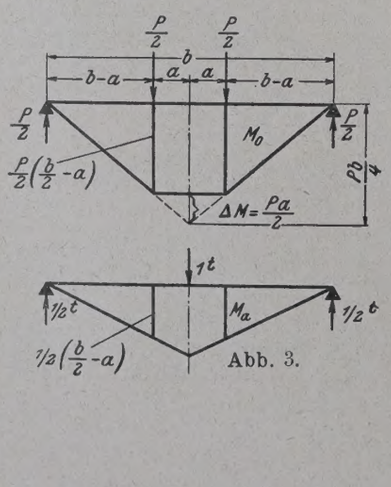


Abb. 3.

Im folgenden wird die Durchbiegung des durchlaufenden Balkens für verschiedene Stellungen der Einzellast untersucht.

Um jedoch vorerst noch nachzuweisen, welchen Einfluß die obenerwähnte Zweiteilung der Einzellast in zwei Fußlasten auf die Lastverteilung ausübt, soll die Durchbiegung der Holzbohle in der Mitte auf die Form gebracht werden:

$$\delta_m^H = \frac{P\,b^3}{48\,E^H J^H}(1-K)$$

nach Abb. 3:

$$\delta_m^H = \int \frac{M_0\,M_a\,ds}{E^H J^H} = \frac{1}{E^H J^H} \cdot 2 \cdot \left\{\left(\frac{b/2}{3} \cdot \frac{b}{4} \cdot \frac{P\,b}{4}\right) - \frac{a}{6}\left[\frac{P\,a}{2}\left(\frac{2\,b}{4} + {}^1/_2\left(\frac{b}{2}-a\right)\right)\right]\right\}$$

$$= \frac{1}{E^H J^H} \cdot 2\left\{\frac{P\,b^3}{96} - \frac{P\,a^2}{48}(3\,b - 2\,a)\right\}$$

Mit den Bezeichnungen:

$$\frac{P\,a^2}{48}(3\,b - 2\,a) = \Delta\,\delta^H \text{ und } a = \lambda\,b \text{ wird:}$$

$$\Delta\,\delta^H = \frac{3\,P\lambda^2 b^3}{48} - \frac{2\,P\lambda^3 b^3}{48} = \frac{P\,b^3}{48}(3\,\lambda^2 - 2\,\lambda^3)$$

und wir erhalten:

$$\delta_m^H = \frac{1}{E^H J^H}\left[\frac{P b^3}{48} - \frac{P b^3}{48}\cdot K\right] = \frac{P b^3}{48\, E^H J^H}[1-K]$$

wo $K = 3\lambda^2 - 2\lambda^3$.

Nachstehend die Tafel III der Werte K für verschiedene Verhältnisse λ:

Tafel III.

$\lambda =$	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20
$K =$	0,018	0,023	0,028	0,039	0,040	0,046	0,053	0,061	0,069	0,077	0,086	0,095	0,104

Man erkennt aus den Werten K, daß der Einfluß der Zweiteilung nur geringfügig und vernachlässigbar ist.

Beispiel:

$$b = 0{,}64 \text{ m} \qquad a = 0{,}10 \text{ m} \qquad \lambda = \frac{10}{64} = 0{,}156 = \sim 0{,}16$$

$$K = 0{,}069$$

$$\delta^H = \frac{P b^3}{48\, E^H J^H}[1 - 0{,}069] = 0{,}931 \cdot \frac{P b^3}{48\, E^H J^H}.$$

Somit lautet Gl. 1, wenn

$$[1-K] = \mu$$

gesetzt wird:

$$\frac{P^E l^3}{48\, E^E J^E} = \frac{\mu\, P^H (2b)^3}{48\, E^H J^H},$$

hieraus $P^E = \dfrac{100\,\mu\, C}{1 + \mu\, C}$,

in unserm Beispiel:

$$P^E = \frac{100 \cdot 0{,}931\, C}{1 + 0{,}931\, C},$$

während früher $P^E = \dfrac{100\, C}{1 + C}$.

Ermittlung der Durchbiegungen von durchlaufenden Balken bei Einzellasten in den einzelnen Feldmitten.

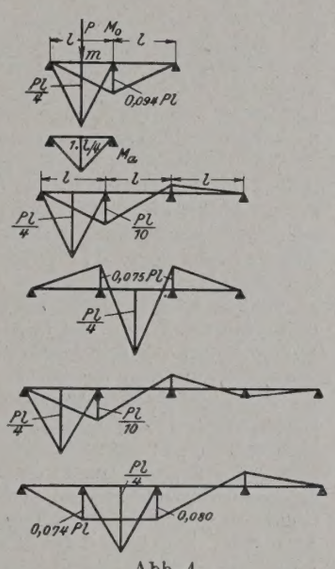


Abb. 4.

Balken auf drei Stützen (Abb. 4):

$$\delta_m = \int \frac{M_0\, M_a\, ds}{EJ}$$

$$= \frac{1}{EJ}\left[\frac{1}{3}\cdot\frac{Pl}{4}\cdot\frac{l}{4}\cdot l - \frac{1}{4}\cdot 0{,}094\, Pl\cdot\frac{l}{4}\cdot l\right]$$

$$= 0{,}72\,\frac{P l^3}{48\, EJ}.$$

Balken auf vier Stützen:

Endfeld

$$\delta_m = \frac{1}{EJ}\left[\frac{P l^3}{48} - \frac{1}{4}\cdot 0{,}1\, Pl\cdot\frac{l}{4}\cdot l\right] = 0{,}70\cdot\frac{P l^3}{48\, EJ}.$$

Mittelfeld

$$\delta_m = \frac{1}{EJ}\left\{\frac{2l}{12}\left[\frac{Pl}{4}(2\cdot 0{,}175\, l - 0{,}075\, l)\right]\right\} = 0{,}55\cdot\frac{P l^3}{48\, EJ}.$$

Balken auf fünf Stützen:

Endfeld wie bei drei Öffnungen (vier Stützen)

$$\delta_m = 0{,}70\cdot\frac{P l^3}{48\, EJ}.$$

Mittelfeld

$$\delta_m = \frac{1}{EJ}\left[\frac{P l^3}{48} - \frac{1}{4}\cdot l\cdot\frac{l}{4}\cdot 0{,}154\right] = 0{,}54\cdot\frac{P l^3}{48\, EJ}.$$

Obige Durchbiegungen sind somit als ν-fache Durchbiegungen des Balkens auf zwei Stützen untersucht worden, und es ergab sich der Reihe nach $\nu = 0{,}72,\ 0{,}70,\ 0{,}55,\ 0{,}54$.

Nun lautete für die Sprossenberechnung als Balken auf zwei Stützen Gl. 1

$$\frac{P l^3}{48\, E^E J^E} = \frac{P^H (2b)^3}{48\, E^H J^H}.$$

Infolge der Kontinuität ist die linke Seite der Gleichung mit ν zu multiplizieren:

$$\frac{\nu\, P l^3}{48\, E^E J^E} = \frac{P^H (2b)^3}{48\, E^H J^H}$$

$$\nu\, P^E = (100 - P^E)\,\frac{E^E}{E^H}\cdot\frac{J^E}{J^H}\left(\frac{2b}{l}\right)^3,$$

hieraus

$$(4) \qquad P^E = \frac{100\, C}{\nu + C}.$$

Berechnet man für verschiedene Werte von C wiederum die zugehörigen Werte P^E und trägt diese in einem Koordinatensystem ab, so erhält man Abb. 5: Kurve II für $\nu = 0{,}72$, Kurve III für $\nu = 0{,}54$. Kurve I wird noch zum Vergleich eingezeichnet und stellt den Verlauf für den Balken auf zwei Stützen dar. Sie ist aus Abb. 2 (obere Kurve) entnommen.

In dem häufig vorkommenden Bereich von $C = 2$ bis 4 (schraffiert) ist zufolge der Kontinuität und der dadurch bedingten größeren Sprossensteifigkeit gegenüber dem Balken auf zwei Stützen der „Reparaturlastanteil" um etwa $^1/_5$ bis $^1/_9$ größer. Zu bemerken ist noch, daß die Sprosseneisen, die ja meist auf Pfettenprofilen auflagern, auf diesen (namentlich in der Gegend der Pfettenfeldmitten) nachgiebig gelagert sind, so daß dort die Kontinuitätswirkung eben durch die elastische Stützensenkung der Pfetten nicht unerheblich beeinflußt wird. Dies kommt indessen, wie gesagt, nur bei den Sprossen in der Nähe der Pfettenmitten in Frage. Bei den weiter von der Mitte weg liegenden Sprossen wird natürlich die Kontinuitätswirkung ohne Zweifel bestehen.

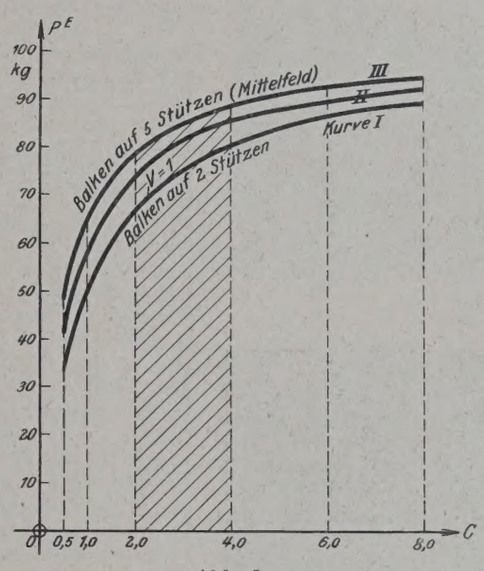


Abb. 5.

Zusammenfassung.

Entgegen den ministeriellen Bestimmungen werden öfters die Glassprossen statt mit 100 kg Einzellast nur unter Zugrundelegung einer solchen von 50 kg berechnet. Die vorstehenden Untersuchungen geben die Unterlagen zu folgenden Überlegungen.

Wird beim Begehen des Daches zu Reinigungs- und Ausbesserungszwecken eine Verteilungsbohle von 25 × 2,5 cm Querschnitt verwendet, was sich leicht erreichen ließe, so ergibt sich durch das elastische Zusammenwirken von Bohle und Sprosse eine Abminderung der ursprünglichen „Reparaturlast" von 100 kg auf etwa 30 bis 85 kg als Mittel der Kurve in Abb. 3 (wenn nämlich die Sprosse als Balken auf zwei Stützen ausgeführt ist), ferner auf 40 bis 92 kg als Mittel aus Abb. 5, bei Kontinuität der Sprossen. Die Grenzen sind bestimmt je durch die Art der Ausführung und die Abmessungen des Glasdaches. Die Gepflogenheit, nur 50 kg als „Reparaturlast" für eine Sprosse einzusetzen, bedeutet demnach in vielen Fällen eine nicht ausreichende Annahme, während in anderen Fällen der Wert 50 kg zu reichlich gewählt ist.

Infolgedessen wird es sich im Interesse der Sicherheit sowie einer besseren Ausnutzung des Werkstoffs empfehlen, die anzusetzende „Reparaturlast" nach einfachen Zahlen zu staffeln, je nach Ausführungsart. Außerdem aber wäre es zu begrüßen, wenn die zulässige Beanspruchung des Flußstahls von 1200 kg/cm² bald auf etwa 1500 kg/cm² [3]) erhöht werden würde, da ja ungünstigere Belastungen als die untersuchten nicht mehr auftreten werden. Damit würde übrigens dem alten bewährten Grundsatze in den Ministerialbestimmungen Folge gegeben, daß nämlich genau berechnete Bauteile durchweg höher beansprucht werden dürfen als überschläglich berechnete.

[3]) Als kleinstes Sprossenprofil ist ⊥ 40 · 40 · 5 vorzuschlagen, bezw. das gleichwertige kittlose Profil.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. April ausgegebene Heft 8 enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Willy Weltsch: Das Chilehaus. Prof. Dr.-Ing. Max Möller: Bauunfälle und deren Vermeidung. Dr.-Ing. Alfred Troche: Der Horizontalschub kreisförmiger Zweigelenkbogen.

Verschiebung eines Brückenlagers durch Erdrutsch. Im Februar 1917 wurde die als Eisenfachwerkbogen mit beiderseitigen Kragenden ausgeführte südliche Brücke im Zuge der 12. Straße in Seattle (V. St. A.) durch einen schweren Erdrutsch dadurch in ernste Mitleidenschaft gezogen, daß unter der Gewalt der andringenden Erdmassen das südliche Widerlager sich in Richtung der Brückenachse um etwa 0,75 m nach Norden verschob. Eine weitere Bewegung und damit überaus schwere Folgen durch den Gegendruck vom nördlichen Widerlager her wurden noch im letzten Augenblick vermieden, als die eisernen Lager samt dem daran haftenden, von der Unterlage losgerissenen Betonklotz bereits im Begriff waren, über die äußerste Pfeilerkante abzurutschen. So blieb glücklicherweise die Brücke erhalten, und der entstandene Schaden konnte mit vergleichsweise geringem Kostenaufwande beseitigt werden:

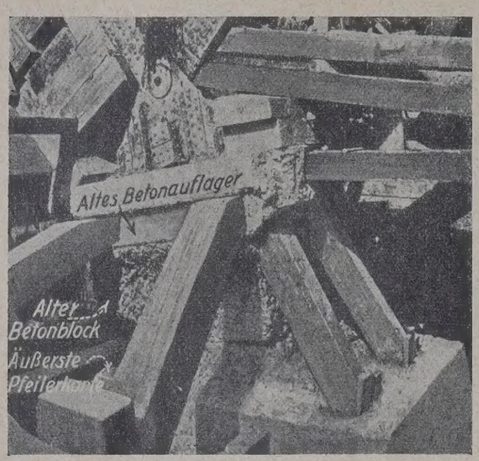


Abb. 1.

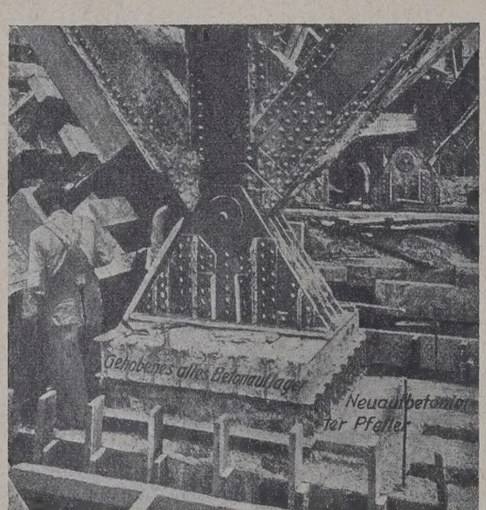


Abb. 2.

In der Befürchtung, daß dem ersten Erdrutsch noch weitere folgen könnten, entschloß man sich, von dem umständlichen und zeitraubenden Zurückversetzen des Bauwerks an die alte Stelle abzusehen; man beließ vielmehr die sofort nach dem Unfall angebrachte starke Abstützung (Abb. 1) und machte sich an das Heben und Unterfangen der alten Brückenlager, unter denen alsdann die neuen Auflager zu betonieren waren.

An jedem Pfeiler wurden an den beiden äußeren Bogen je vier 25-t-, an den mittleren vier 50-t-Kugellagerwinden angesetzt, an jede Winde ein Mann gestellt und der ganze Hebevorgang so sorgfältig und gleichmäßig wie nur möglich gestaltet. Vor Beginn wurde die Leistung beider Winden verglichen und festgestellt, daß drei Drehungen am Handgriff der 50-t-Winde dieselbe Hubleistung erzielten wie zwei Drehungen an dem kleineren Typ, was im Interesse einer gleichmäßigen Hebung sorgfältig berücksichtigt wurde und wobei in einer Zeit von zwei Arbeitsstunden die Brücke um rd. 200 mm gehoben wurde. In dieser Höhe wurde sie durch die Abfangung sieben Tage lang gehalten, die eisernen Brückenlager und ihre Verankerung wurden neu versetzt und die Auflagerflächen der Pfeiler frisch aufbetoniert, wobei die Pfeilerköpfe entsprechend der neuen Lagerstellung nach Norden hin verbreitert wurden. Das Abbinden des frischen Betons wurde durch die Verwendung von angewärmtem Mischwasser beschleunigt.

Da der Hebevorgang an sich keinerlei Sicherung gegen die etwaige seitliche Verschiebung der Brücke bot, die ganze Brückenlast — im ganzen 600 t, mithin auf jeden Pfeiler 300 und auf jeden der drei Bogen 100 t — vielmehr auf der verhältnismäßig schmalen Fläche der Winde ruhten und deren Sicherheit gegen Kippen recht begrenzt war, verhinderten eine Anzahl von schrägen Spreizen ein seitliches Ausweichen der Auflager. Sie wurden mit dem Fortschritt der Arbeiten jeweils versetzt.

Man hatte zunächst das südliche Widerlager gehoben; nach dessen sorgfältiger Unterfangung wurde alsdann auch das durch den Erddruck nur mittelbar in Mitleidenschaft gezogene nördliche auf die erforderliche Höhe gebracht. Die vorsichtshalber während des Hebens und der Unterfangung vorgenommenen genauen Höhen- und Längenmessungen ergaben, daß die Brücke durch das gewaltige Naturereignis in der Tat einige Formänderungen erlitten hatte, die jedoch sehr gering waren und nach Abschluß der Wiederherstellungsarbeiten in der Längsrichtung auf den Bruchteil eines Zolls geschätzt wurden, was seither durch sorgfältige Lotungen auch bestätigt ist. Die Brücke ist seither im Verkehr, ohne daß irgendwelche nachteiligen Beobachtungen gemacht worden wären.

Eine zeitgemäße Betonförderanlage[1]) ist bei der Fassung des Scajaquada-Creek für die Wasserversorgung von Buffalo in einem geschlossenen Kanal verwendet worden und in „Eng. News-Rec." vom 22. Januar 1925 eingehend beschrieben. Es handelt sich dabei um einen unten und an beiden Seiten geradlinig, nach oben durch einen flachen Korbbogen begrenzten Betonkanal mit hintermauerten Widerlagern von 4,25 m Gesamt- und 2,15 m Kämpferhöhe, rd. 10 m Lichtweite und 2195 m Länge, zu denen in einem zweiten Bauabschnitt noch weitere 1830 m hinzutreten werden.

Die Menge des für die erstgenannte Strecke einzubringenden Betons betrug im ganzen 28 757 m³, d. h. etwa 13,30 m³ für das lfd. m; außerdem waren insgesamt 1572 t Rundeisen, d. h. 717 kg für das lfd. m einzubauen. Die angesichts des erheblichen Umfangs der Arbeiten sehr kurze Ausführungszeit hat nur 80 Tage betragen, was in erster Linie der praktischen und wirtschaftlichen Betonförderanlage zu danken ist und noch bemerkenswerter dadurch wird, daß der Bau mindestens zum Teil in die kalte Jahreszeit fiel, also besondere Vorkehrungen für das Anwärmen der Zuschlagstoffe und des Mischwassers erforderlich waren.

Sand und Steine gelangten mittels eines Eimerförderers aus großen Kastenwagen in zwei eiserne, 70 m³ fassende Bunker mit trichterförmigem Boden; der Zement kam in Säcken an und wurde entweder sofort durch einen Gurtförderer zur Mischanlage oder in den nahe gelegenen Zementschuppen verbracht. Zwei 0,76 m³ fassende Mischtrommeln befanden sich unmittelbar unter den Trichterausläufen der Kiesbunker und gaben das Mischgut weiter an 7 Kippwagen von je 1,5 m³ Fassung, die es zur Rutschanlage brachten, von der aus es auf Förderbändern zur Verwendungsstelle gelangte. Dieses Förderverfahren wurde einmal wegen der großen allgemeinen Vorteile des Systems überhaupt, dann aber deshalb gewählt, weil die Ufer des Creek erheblich höher sind als der Scheitel des neuen Kanals. Sie haben seinerzeit dadurch eine ganze Anzahl von Straßenüberführungen und Brücken notwendig gemacht, die nun ebenso wie eine Reihe von Gebäuden den Bauvorgang dadurch beeinflußten, daß sie ebenso viele Hindernisse für die Aufstellung von Arbeitsgerüsten und Geräten längs der Baustrecke bildeten.

Die Anlage konnte entsprechend dem Fortschritt der Arbeiten nachgerückt werden; sie bestand aus einem 12 m langen Querförderbande, welches die Verbindung zwischen der Rutschanlage und dem eigentlichen Verteilungsbande darstellte, das senkrecht zum Querförderbande verlief, von diesem durch eine einfache Schüttanlage beladen wurde und etwa 100 m lang war. Der längste Förderweg betrug im ganzen 910 m und wurde in 12 Min. zurückgelegt; trotzdem haben sich — wie die städtische Bauaufsichtsbehörde ausdrücklich bestätigt hat — keinerlei nachteilige Folgen für die Beschaffenheit des so geförderten Betons bemerkbar gemacht.

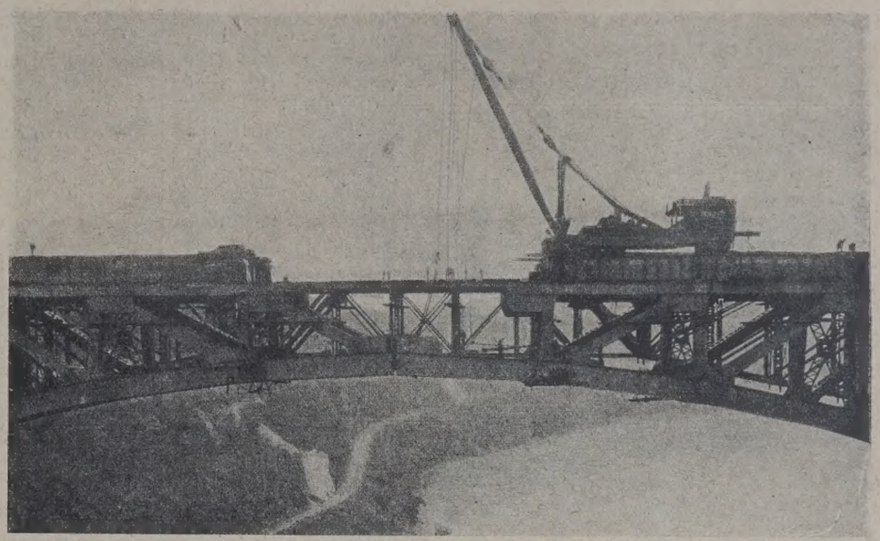
Bogenschluß bei der Niagara-Eisenbahnbrücke. Nachdem im Jahre 1923 die umfangreichen Gründungs- und Betonierungsarbeiten für die Brückenwiderlager ausgeführt waren, ist in einer Bauzeit von sieben Monaten bis zum Spätherbste 1924 der Zusammenbau der Eisenkonstruktion für die die Whirlpool-Schnellen des Niagara überquerende Fachwerkbrücke der Michigan-Zentraleisenbahn so weit gefördert worden, daß — wie „Eng. News-Rec." vom 30. Oktober 1924 mitteilt — am 11. Oktober 1924 das Scheitelstück versetzt werden konnte. Die Spannweite dieses technisch und landschaftlich gleich wichtigen Bauwerkes beträgt 195 m, der Scheitel liegt 62 m über W.S.

Es ist bemerkenswert, daß die beiden Bogenhälften vom kanadischen

[1]) Vergl. „Die Bautechnik". Heft 17, S. 236: „Eine bewegliche Schalung für Betonkanäle".

und vom Vereinigten-Staaten-Ufer seitlich nicht völlig in Linie waren, vielmehr einen Richtungsunterschied von rd. 5,7 cm aufwiesen; man führt dies darauf zurück, daß man auf dem amerikanischen Ufer bei dem Aufbau mit dem südlichen, auf dem kanadischen umgekehrt mit dem nördlichen Fachwerkträger begonnen hatte. Nach der Fertigstellung der ersten vier Felder war man zwar umgekehrt vorgegangen, hatte aber offenbar die anfängliche Abweichung nicht völlig ausgleichen können; jedenfalls ist es gelungen, beim endgültigen Einbau des Scheitelfeldes den Fehler zufriedenstellend zu beseitigen.

Die Arbeiten wurden mit Hilfe von vier Druckwasserwinden von je 3000 kg Tragfähigkeit ausgeführt, die vorher einer Probebelastung unterzogen waren. Nachdem am 9. Oktober 1924 alle Verankerungen und Trossen nachgesehen waren, wurde auf der amerikanischen Seite probeweise zuerst eine der Unterlagsplatten entfernt und, als nennenswerte Bewegungen nicht festzustellen waren, mit dem Lösen der weiteren Sicherungen fortgefahren. Etwa zwei Stunden danach zeigte der Scheitel eine Senkung von etwa 11 cm und eine Verdrehung nach außen um etwa 5 cm. Für die folgende Nacht wurde einer weiteren Senkung durch Wiederanbringen der Sicherungen Einhalt geboten und am nächsten Tage die Absenkung auf dem kanadischen Ufer innerhalb von zwei Stunden vorgenommen. Alsdann traten die Winden in Tätigkeit, beide Bogenhälften wurden ohne Schwierigkeiten in gleiche Höhe gebracht und ihre Fachwerkglieder miteinander verbunden.



Bogenschluß bei der Niagara-Eisenbahnbrücke.

Die letztgenannte Arbeit wurde am Morgen des 11. Oktober 1924 fortgesetzt, um 5^{10} nachm. war der Bogenschluß so weit vollendet, daß der Druck auf die Winden = 0 war und das Bauwerk sich frei als Dreigelenkbogenbrücke trug. Zu seiner Versteifung und um die statischen Vorbedingungen für die als Zweigelenkbogen konstruierte Brücke herzustellen, wurde das Scheitelgelenk durch 80 cm starke und 1,8 m lange stählerne Gewindebolzen verschraubt und zwar wählte man dazu die Zeit von 4 Uhr nachm. des 15. Oktober 1924, bei der die Temperatur mit $15^1/_2$° C (60° F) derjenigen entsprach, die auch beim Entwurf der Berechnung der Wärmedehnungen zugrunde gelegen hatte. Die weiteren Arbeiten an der Brücke konnten darauf schnell gefördert werden, die Fahrbahn war zu Ende des vorgenannten Monats ebenfalls vollendet, so daß das Bauwerk inzwischen wohl dem Verkehr übergeben sein dürfte. Ki.

Der Umbau der City- und Südlondoner Eisenbahn. Im November 1923 war der südliche Teil der City- und Südlondoner Eisenbahn (C. & S. L. R.) stillgelegt worden, nachdem schon vorher ihr Betrieb strecken- und zeitweise eingeschränkt worden war, um den Durchmesser des Tunnels dieser Schnellbahn, der ältesten unter den Londoner Röhrenbahnen, auf dasselbe Maß wie bei den jüngeren Londoner Untergrundstrecken zu bringen und so einen durchgehenden Verkehr zwischen allen zur sogen. Untergrundgruppe gehörenden Bahnen zu ermöglichen. Am 1. Dezember 1924 ist nach Vollendung des Umbaues auf der ganzen Strecke der Betrieb wieder eröffnet worden, und die frühere City- und Südlondoner Bahn führt nun den Namen City-Eisenbahn

Der erste, rd. 5 km lange Teil der C. & S. L. R., von King William Street auf dem linken bis Stockwell auf dem rechten Themseufer reichend, mit einem Tunnel unter der Themse wurde im Dezember 1890 in Betrieb genommen. Im Jahre 1900 wurde sie an beiden Enden, im Süden bis an ihren jetzigen Endpunkt Clapham verlängert, und 1907 folgte im Norden das Schlußstück bis Euston, womit die Bahn ihre bisherige Länge von 12 km mit 15 Haltestellen erreichte. Der ursprüngliche Tunnel unter der Themse, der unterhalb London Bridge lag, war bei den Um- und Erweiterungsbauten zur Verbesserung der Krümmungsverhältnisse durch einen neuen, oberhalb der Brücke die Themse unterfahrenden Tunnel ersetzt worden.

Mit dem 1. Januar 1912 schloß sich die C. & S. L. R. der schon erwähnten Vereinigung der Londoner Untergrundbahnen an, und die Folge davon war, daß alsbald die Herstellung von Schienenverbindungen zwischen ihr und den jüngeren Untergrundstrecken erwogen wurde. Der Übergang der Betriebsmittel der jüngeren Strecken auf die C. & S. L. R. war aber zunächst nicht möglich, weil jene einen größeren Tunneldurchmesser als die erste von ihnen haben und die Betriebsmittel der jüngeren Strecken natürlich dem größeren Durchmesser angepaßt sind. Es bedurfte also eines Umbaues der C. & S. L. R., der aber, hauptsächlich wegen des inzwischen ausgebrochenen Weltkrieges, erst im Jahre 1922 in Angriff genommen wurde.

Der alte Tunnel der C. & S. L. R. hatte in der Geraden in seinen verschiedenen Teilen 3,10 m, 3,20 m und 3,51 m Durchmesser. In den Krümmungen war er dem Halbmesser entsprechend erweitert. Um ihn den jüngeren Strecken anzugleichen, mußte der Durchmesser auf 3,56 m gebracht werden. Bei den Strecken des alten Tunnels mit 3,51 m Durchmesser konnten die unteren Teile der Eisenringe, mit denen der Tunnel ausgekleidet ist, belassen werden; die oberen wurden herausgenommen und nach Erweiterung der Höhlung im Tonboden unter Zwischenschaltung von Keilen wieder eingesetzt. Der Tunnelquerschnitt ist infolgedessen auf dieser Strecke nicht mehr kreisrund, sondern hat eine sich nach oben erweiternde Eiform erhalten.

Umgekehrt, indem nämlich der obere Teil der Auskleidung an Ort und Stelle belassen und der untere Teil abgesenkt wurde, verfuhr man auf einer Teilstrecke der südlichen Hälfte, wo der Boden nicht die Standfestigkeit aufweist, die im Londoner Untergrund sonst derartige Arbeiten sehr erleichtert. Man befürchtete hier den Einbruch des Hangenden und hütete sich deshalb, im oberen Teile des Tunnelquerschnitts das Gleichgewicht zu stören. Diese Bauweise war nur auf einer Länge von 23 Ringen nötig; um jedoch den Übergang zu der auf diese Art tiefer gelegten Strecke mit flachen Neigungen zu machen, mußten diesseits und jenseits der vertieften Ringe noch je 31 Stück durch Absenken der Sohle erweitert werden. Auf diesen Rampen glaubte man es jedoch wagen zu können, auch die Scheitelstücke der Ringe herauszunehmen, und zwar wurden gleich zwei Stück hintereinander entfernt, wodurch eine Lücke von ungefähr 1 m Länge entstand. An einer solchen Stelle fand infolge ungenügender Auszimmerung ein Einbruch statt, der glücklicherweise keinen Betriebsunfall zur Folge hatte, obgleich er sich am Tage ereignete; er gab aber Anlaß zur Stillegung der Strecke; bis dahin war nämlich nur in der nächtlichen Betriebspause gearbeitet worden, die man allerdings während der Bauzeit schon um 8 Uhr abends hatte beginnen lassen.

Im nördlichen Teil der C. & S. L. R. zwischen Moorgate und Euston wurde während des Baues der Betrieb von Anfang an eingestellt, und die Arbeiten wurden auch in der Nacht fortgesetzt, um sie so schnell wie möglich zu beenden. Sie haben infolgedessen auch nur vom 8. August 1922 bis zum 20. April 1924 gedauert.

Die Arbeiten zur Erweiterung des Tunnels wurden, abgesehen von der schon erwähnten Ausnahme, so ausgeführt, daß man die Auskleidungsringe, die aus sechs Kreisausschnitten und einem oberen Schlußstrich bestehen, auf dem ganzen Umfang herausnahm, den Ton bis auf den erweiterten Querschnitt ausarbeitete und dann die Ringe wieder einsetzte. Zum Teil wurden dabei die alten Ringe mit in den Fugen eingesetzten Keilen wieder verwendet, zum Teil mußten sie durch neue Ringe ersetzt werden.

Die Erdarbeiten wurden unter dem Schutze eines Schildes, Bauart Greathead, ausgeführt. Sein Entwurf stammt vom Erbauer der ersten Londoner Röhrenbahn, und der Schild trägt daher auch dessen Namen (Abb. 1). Es ist bemerkenswert, daß die Erfahrungen, die man mittlerweile beim Bau der zahlreichen und langen neueren Tunnelbahnen im Londoner Ton gesammelt hat, keinen Anlaß gegeben haben, die zuerst gewählte Bauart des Schildes wesentlich abzuändern. Auf der Strecke, auf der während des Baues der Betrieb aufrechterhalten werden mußte, war allerdings unter Beibehaltung des Grundgedankens von Greathead der Schild so ausgestaltet, daß die Züge am Tage durch ihn hindurchfahren konnten. Der Schild hat einen

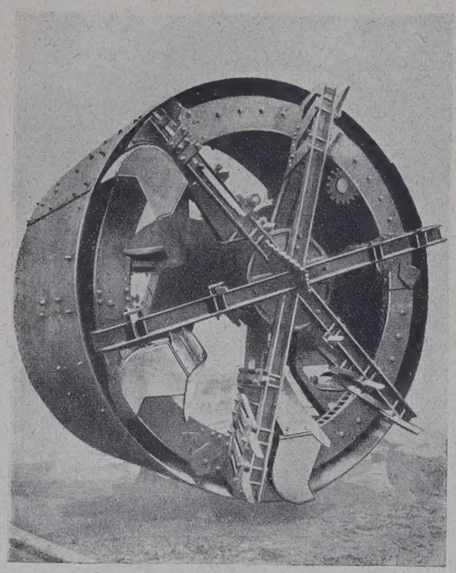


Abb. 1. Tunnelschild der Londoner Untergrundbahnen.

inneren Durchmesser von 3,25 m und einen äußeren Durchmesser von 3,9 m. Er trägt zehn durch Wasserdruck vorgetriebene Kolben. Seine Länge ist 2,25 m einschließlich der Schneidkante, des die Kolben tragenden Teils und des Schwanzendes, unter dessen Schutz die Tunnelringe ab- und aufgebaut wurden. Die Schneidkante besteht aus drei Gußstahlteilen, die sich zu einem Kreise zusammenschließen. Das Mittelstück ist aus fünf Kreisteilen zusammengesetzt und hat oben ein Schlußglied, das den Auf- und Abbau erleichtern soll. Die zehn Wasserdruckkolben können zusammen einen Druck von 300 t ausüben. Bei einem Arbeitsgange rückt der Schild etwa 60 cm vor, und es entsteht dann genügender Zwischenraum, um einen Auskleidungsring einzubauen.

Wenn der Schild zum Vorrücken bereit ist, wird ein Ring der Auskleidung gelöst und auf das Schwanzende des Schildes zurückgeschoben. Die Ringteile werden dann gereinigt und für die Wiederverwendung vorbereitet. Darauf werden die Kolben unter Druck gesetzt, und der Schild rückt infolgedessen vor. Sobald das Maß von etwa 50 cm erreicht ist, wird auf dem Schwanzende der neue, erweiterte Ring zusammengebaut. Beim weiteren Vorrücken wird dann der schmale Ringraum außerhalb der Ausfütterung mit Mörtel ausgegossen. Abb. 2 zeigt die Arbeiter beim Herausnehmen eines alten Ringes vor dem Schild, während im Vordergrunde bereits der erweiterte Tunnelquerschnitt zu sehen ist.

Abb. 2. Umbau des Tunnels der C. & S. L. R.

Besonderer Maßnahmen bedurfte der Umbau der Krümmungsstrecken, wo der Tunneldurchmesser auf 3,66 m bis 4,58 m gebracht wurde. Auf den Haltestellen war keine Erweiterung nötig, doch wurden diese alle von etwa 60 m auf 106,8 m verlängert, um Siebenwagenzüge aufnehmen zu können.

Die Ausführung der Arbeiten war, namentlich auf dem Teil der Strecke, wo der Betrieb während des Umbaues aufrechterhalten werden mußte, recht schwierig. Mußten doch vor Wiederaufnahme des Betriebes am Morgen nicht nur die Fahrschienen wieder zusammengeschlossen, sondern auch die Stromschiene, die Signalleitungen usw. wiederhergestellt werden. Zeitweilig wurde gleichzeitig an 60 Stellen gearbeitet, so daß gegen Morgen 60 Unterbrechungsstellen zu schließen waren. An mehreren Stellen wurden wasserführende Schichten angeschlagen, so daß unter Druckluft gearbeitet werden mußte. Das war namentlich auch unter der Themse erforderlich, wo wegen des eindringenden Wassers unter anderen Pumpen drei Kesselwagen mit Pumpen ständig im Betrieb waren. Unter der Themse mußte nicht nur der Tunnelquerschnitt der freien Strecke hergestellt werden, sondern die Haltestelle London Bridge reichte mit ihrer Verlängerung bis unter das Themsebett, so daß hier der erweiterte Haltestellenquerschnitt auszuarbeiten war.

Die Arbeiten im Tunnel wurden von einer Anzahl zu diesem Zweck angelegter Schächte ausgehend vorgenommen. Auch die Aufzug- und Treppenschächte der Haltestellen wurden für den Bau nutzbar gemacht. Im Tunnel verkehrten die Bauzüge für die ausgehobenen Massen usw. nach einem festen Fahrplan; sie wurden dabei von den alten elektrischen Lokomotiven der C. & S. L. R. gezogen. Sehr gute Dienste hat beim Bau ein Aufzug bei Stockwell getan, der während des früheren Betriebes dazu gedient hatte, die Betriebsmittel an die Erdoberfläche zu heben, wenn sie der in der Nähe gelegenen Werkstatt zugeführt werden mußten. Mit Hilfe dieses Aufzuges wurden 62 400 Wagenladungen, darunter gegen 73 000 m³ Ausbruchmassen der Lichtstrecke aufwärts und 14 000 t neue Tunnelringe abwärts, befördert.

Die alte C. & S. L. R. war an beiden Enden abgeschlossen, und es fehlte ihr daher fast jede natürliche Lüftung. Nach dem Ausbau der südlichen Verlängerung nach Morden wird die City-Bahn am Südende in eine über Tag gelegene Strecke auslaufen, und am anderen Ende, bei Euston, steht sie nunmehr mit der Strecke nach Hendon und Edgware in Verbindung, die ebenfalls ins Freie mündet. Dadurch ist für natürliche Lüftung gesorgt, die ja durch den fahrenden, als Kolben in einem Zylinder wirkenden Zug noch gefördert wird. Man hat sich aber damit nicht begnügt, sondern auf den Haltestellen Lüftungsanlagen eingebaut, von denen jede in der Minute bis 566 m³ Luft durch den Tunnel drücken kann. Sie wird etwa 12 m über der Erdoberfläche angesaugt, soll also gegenüber der Luft unmittelbar den über Straßenflächen etwas reiner sein, und die City-Bahn nimmt für sich in Anspruch, daß sie die bestgelüftete Untergrundbahn sein will. Wkk.

Eine neue Spreebrücke. Zur Herstellung einer besseren Verbindung zwischen Treptow und Karlshorst und zur Entlastung der gegenwärtig im Umbau befindlichen Stubenrauch-Brücke zwischen Nieder- und Oberschöneweide wird eine neue Brücke über die Oberspree gebaut werden. Die vom Bezirksamt Treptow aufgestellten Pläne haben die Genehmigung des Wasserbauamtes gefunden. Die Brücke wird im Zuge der Baumschulenstraße im Ortsteil Baumschulenweg von Treptow die Spree überspannen und auf dem rechten Spreeufer südlich von Nobelshof auf die Cöpenicker Chaussee einmünden.

Personalnachrichten.

Bayern. In etatmäßiger Weise wurden in gleicher Dienstseigenschaft berufen: der Bauamtmann des Straßen- uud Flußbauamts Schweinfurt H. Kupfer an das Straßen- und Flußbauamt Weilheim; der mit dem Titel und Rang eines Oberbauamtmanns ausgestattete Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Weilheim E. Grötzer an das Straßen- und Flußbauamt Schweinfurt.

Preußen. Zu ordentlichen Mitgliedern der Akademie des Bauwesens ernannt wurden: der Ministerialrat Dammeier, Berlin-Dahlem; der Städtebaudirektor Elkart, Berlin-Grunewald; der Reichsbahndirektor und Abteilungsleiter in der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahngesellschaft, Geh. Oberbaurat Kraefft, Charlottenburg; der Direktor der Siemens-Bauunion, Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Kreß, Charlottenburg.

Zu außerordentlichen Mitgliedern der Akademie des Bauwesens ernannt wurden: der Generaldirektor der Halberstadt-Blankenburger Eisenbahn, Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Steinhoff, Blankenburg a. Harz; der Vorstand der Abteilung für Straßen- und Wasserbau im württembergischen Ministerium des Innern, Präsident Euting, Stuttgart; der Professor des Brückenbaues und Vorstand der mechanischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Dresden, Professor Dr.-Ing. Gehler, Dresden.

Die für die Zeit bis Ende Dezember 1925 erfolgte Wahl des Baurats de Grahl zum Dirigenten der Abteilung für das Ingenieur- und Maschinenwesen der Akademie des Bauwesens wurde vom preußischen Staatsministerium bestätigt.

Versetzt sind: die Regierungs- und Bauräte Schirmer, Schleswig, an die Regierung in Koblenz und Sagemüller, Aurich, nach Meppen als Vorstand des Kulturbauamts; die Regierungsbauräte Münster, Düsseldorf, nach Koblenz und Schäfer, Koblenz, nach Schleswig.

An Stelle des verstorbenen Wasserbaudirektors Muttray ist vom 1. April 1925 ab der Wasserbaudirektor Müller mit der Wahrnehmung der Geschäfte eines staatlichen Kommissars für die Diplomprüfungen an der Technischen Hochschule Hannover, Abteilung für Bauingenieurwesen, beauftragt worden.

INHALT: Eisabführung an Wehren. — Einige Bemerkungen über die Sicherheitszahl. — Die Zugspitzbahn. — Zur statischen Berechnung der Glasdachsprossen. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Verschiebung eines Brückenlagers durch Erdrutsch. — Zeitgemäße Beförderungsanlage. — Bogenschluß bei der Niagara-Eisenbahnbrücke. — Umbau der City- und Südlondoner Eisenbahn. — Eine neue Spreebrücke. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 1. Mai 1925 Heft 19

Alle Rechte vorbehalten.

Das Wesen des Gußbetons.

Im Dezemberheft des „Bauingenieur“ 1923 gab Prof. Probst bekannt, daß es ihm mit Unterstützung von Behörden und Unternehmungen gelungen sei, in der bautechnischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Karlsruhe eine Gußbetonanlage zu schaffen, mit deren Hilfe die Grenzen der Anwendbarkeit des Gußbetons durch systematische Untersuchungen geprüft werden sollten. Die damals angekündigte Veröffentlichung der ersten Forschungsarbeiten hat im Dezember 1924 in dem untengenannten Werke[1]) stattgefunden.

In den letzten Jahren haben die Behörden, die privaten Bauherren und die Bauunternehmungen die technischen Vorzüge des Gußbetons und die wirtschaftlichen Vorteile des Gußbetonverfahrens mehr und mehr erkannt. Große staatliche Gußbetonbauten sind bereits ausgeführt (Kraftwerk Töging/Inn 100000 m³, Doppelschleuse Geestemünde 80000 m³), andere sind in der Ausführung begriffen (Schwarzenbachtalsperre 270000 m³),[2]) für andere ist Gußbeton in Aussicht genommen (Schleuse Anderten, Schleuse Flaesheim 40000 m³, Schleuse Ahsen 56000 m³).

So erscheint die Studie von Dr.-Ing. Bethke zur rechten Zeit, um in einer — meines Wissens der ersten — zusammenfassenden wissenschaftlichen Darstellung, die die neuesten deutschen und amerikanischen Untersuchungen in glücklicher Weise zu Rate zieht, die deutschen Fachgenossen mit dem Wesen des Gußbetons, seinen guten und schlechten Eigenschaften und damit den Grenzen seiner Anwendbarkeit bekanntzumachen und so die Möglichkeit zu geben, Fehlschläge zu verhüten, die bei Anwendung von neuen Verfahren selten ausbleiben.

In der Einleitung weist Bethke auf die große Leistungsfähigkeit des Gußbetonverfahrens (bis zu 125 m³/Std. an der Hetch-Hetchy-Mauer in Amerika) hin. Die Materialeigenschaften des Gußbetons: stärkerer Seitendruck auf die Schalung, die Temperaturerhöhung beim Abbinden, der Abnutzungsgrad werden kurz gestreift.

In den Voruntersuchungen werden

I. die zu den Laboratoriumsversuchen verwendeten Baustoffe
   a) Heidelberger Portlandzement,
   b) Rheinkiessand von verschiedener Kornzusammensetzung und Oberfläche,
II. die Herstellung der Probekörper mittels der Gußbetonanlage,
III. die Konsistenzprüfungen mittels des Fließtisches beschrieben.

Die Hauptuntersuchungen behandeln

I. die Festigkeit und Elastizität des Gußbetons,
II. das Schwinden des Gußbetons,
III. die Wasserdichtigkeits- und Strukturuntersuchungen,
IV. die Entmischung beim Transport von Gußbeton,
V. die Schlußfolgerungen.

Die Einflüsse des Wasserzusatzes und des Sandzusatzes, der Oberfläche der Zuschlagstoffe und des Alters des Gußbetons auf die Druck- und Biegungszugfestigkeit, auf die Dichtigkeit, das Raumgewicht und das spezifische Gewicht, auf die Wasserdichtigkeit und das Schwinden, auf die Entmischungsgefahr des Gußbetons werden eingehend untersucht.

Die Ergebnisse aller Untersuchungen sind folgende:

1. damit das Betongemisch gießbar wird, muß es einen gewissen Wasserzusatz, der größer ist als beim Stampfbeton, und einen gewissen Sandzusatz, der die Entmischung verhütet, erhalten;

2. je weniger Wasser dem Betongemisch zugesetzt wird, desto hochwertiger wird der Gußbeton bezüglich seiner Festigkeit, seiner Dichtigkeit, seiner Elastizität, seiner Schwindung und seiner Wasserdichtigkeit. Das Verhältnis $\frac{\text{Wasser}}{\text{Zement}}$, der sogenannte Wasserzementfaktor, muß einen Mindestwert haben, wenn die Güte des Gußbetons einen Höchstwert erreichen soll;

3. da der Zementzusatz im allgemeinen durch die Beanspruchungen des Bauwerks gegeben ist, so läßt sich eine Verkleinerung des Wasserzementfaktors nur durch Verringerung des Wasserzusatzes erreichen;

4. eine wesentliche Verringerung des Wasserzusatzes läßt sich durch geeignete Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe erreichen. Bei dem untersuchten Material: Rheinkiessand ergab sich, daß ein Mindestgehalt an Sand von 40 Gewichtsprozenten des Kiessandgemisches erforderlich ist, um die Entmischung beim Gießen zu verhindern. Wenn die Kornzusammensetzung des Kiessandgemisches sich außerdem etwa der Fuller-Kurve anpaßt, so wird der zum Gießen erforderliche Wasserzusatz am kleinsten.

Durch diese Feststellungen ist der Weg zur Erzielung hochwertigen Gußbetons für die Praxis gegeben. Bethke hat mit Heidelberger Portlandzement und Rheinkiessand, der nach der Fuller-Kurve zusammengesetzt war, folgende Druckfestigkeiten an Probewürfeln, die in dichtschließenden eisernen Formen mit hölzernem Boden hergestellt waren, erzielt:

Mischungsverhältnis in Gewichtsteilen	Wasserzusatz in Gewichtsprozenten des trockenen Betongemisches	Wasserzementfaktor $= \frac{\text{Wasser}}{\text{Zement}}$	Druckfestigkeit als Mittel aus drei Versuchen nach 28 Tagen
1 : 4	11 %	0,55	225 kg/cm²
1 : 6	10 %	0,70	151 „
1 : 10	11 %	1,21	55 „

Die erreichbare Festigkeit ist somit durch Zementzusatz, Kornzusammensetzung und Wasserzusatz eindeutig bestimmt.

Diese Zahlen stellen nur Vergleichswerte dar, da die Verdunstung und der leichtere Abfluß (durch die Schalungsfugen) der durch den Gießvorgang bedingten überflüssigen Wassermenge dem Gußbeton im Bauwerk günstigere Erhärtungsbedingungen schaffen, und zwar infolge der weiteren Verringerung des Wasserzusatzes.

Ein besonderes Verdienst erwirbt sich Bethke durch seine eingehende Untersuchung der Konsistenz des Gußbetons und der Konsistenzprüfung.

Aus den vorherigen Ausführungen geht hervor, daß ein Gußbeton eines bestimmten Mischungsverhältnisses nicht allein nach dem Wasserzusatz, sondern auch wesentlich nach der Kornzusammensetzung beurteilt werden muß. Zu jeder Kornzusammensetzung eines oder mehrerer Zuschlagstoffe (Sand, Kies, Splitt, Schotter) gehört ein Mindestmaß an Wasserzusatz, um das Betongemisch gießfähig zu machen. Unter allen Kornzusammensetzungen eines oder mehrerer Zuschlagstoffe gibt es eine, die das überhaupt geringste Mindestmaß an Wasserzusatz zur Gießbarmachung des Betongemisches eines bestimmten Mischungsverhältnisses erfordert (bei Rheinkiessand die Fuller-Kurve). Das gießfähige Betongemisch der letzteren Kornzusammensetzung mit dem absoluten Mindestmaß an Wasserzusatz hat eine „einwandfreie“ Konsistenz, aus der man nach den Laboratoriumsuntersuchungen ohne weiteres auf die Güte des fertigen Betons schließen kann. Die Konsistenz bietet also einen Vergleichsmaßstab für Gußbeton, und zwar sowohl für den Vergleich von Laboratoriumsversuchen unter sich wie auch für den Vergleich zwischen Laboratoriumsuntersuchungen und dem Beton im Bauwerk.

Die Anwendung der Konsistenzprüfung auf der Baustelle ist danach gegeben: hat man vor Beginn der Bauarbeiten im Laboratorium für bestimmte Zuschlagstoffe und für eine bestimmte Kornzusammensetzung der letzteren mit Hilfe eines Gießturmes und von Gießrinnen die erforderliche Konsistenz (d. h. die Gießbarkeit) des Betons und damit den geringsten erforderlichen Wasserzusatz bestimmt und die damit erreichbare Festigkeit und die anderen Eigenschaften des Gußbetons an Probewürfeln ermittelt, so wird man annehmen dürfen, daß bei gleicher Konsistenz, d. h. bei gleicher Kornzusammensetzung und gleichem Wasserzusatz der Beton im Bauwerk bei sorgfältiger Behandlung mindestens die gleichen Eigenschaften aufweist. Bei großen und besonders stark beanspruchten Bauwerken wird man die Kornzusammensetzung sorgfältig regeln. Der Wasserzusatz — der andere die Konsistenz des Gußbetons beeinflussende Faktor — hängt indessen von verschiedenen Einflüssen, dem Wetter, der Rinnenlänge, der Rinnenneigung usw. ab und ändert sich dementsprechend täglich und stündlich. Diese Einflüsse sind erst ausgeschaltet, wenn der Beton innerhalb der Schalung angelangt ist; in diesem Augenblick muß er die gewünschte Konsistenz haben. Ist dies der Fall, so ist der Wasserzusatz richtig bemessen; ist die Konsistenz eine andere als die gewünschte, so wird der Wasserzusatz meistens zu groß gewesen sein. Das Mittel zur Prüfung der

[1]) Das Wesen des Gußbetons. Eine Studie mit Hilfe von Laboratoriumsversuchen. Von Dr.-Ing. G. Bethke. 58 Seiten mit 33 Textabbildungen. Berlin 1924. Verlag von Jul. Springer. Preis 3,30 R.-M.

[2]) Vergl. den Vortrag von Dr. Enzweiler auf dem Betontage 1925, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 11.

Konsistenz ist der Fließtisch oder die Haufenprobe (slump). Der erstere ist von Bethke eingehend beschrieben.

Die von ihm aufgestellte Forderung der Normierung der Konsistenzprüfung kann nur warm unterstützt werden.

Die Frage der Entmischung des Gußbetons beim Verfahren in Gefäßen auf wagerechter Ebene bedarf nach meinen Erfahrungen in Geestemünde noch weiterer Untersuchungen.

Erwünscht wäre es gewesen, wenn die Mischungsverhältnisse nicht nur nach Gewichts-, sondern auch nach Raumteilen angegeben worden wären.

Das Werk kann allen Fachgenossen, die sich über die Eigenschaften von Gußbeton zu unterrichten wünschen, warm empfohlen werden. Mögen auch die weiteren Forschungsarbeiten in der Karlsruher Bautechnischen Versuchsanstalt, die sich der Erforschung des Gußbetons in besonderem Maße angenommen hat, der Fachwelt gleichen Nutzen bringen wie diese erste Arbeit. Gaye.

Alle Rechte vorbehalten.

Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm.[1]

Von Dr.-Ing. ehr. **Schaper.**

(Schluß aus Heft 17.)

Die schwierigen elektrotechnischen Anlagen der Klappbrücke sind von der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft in Berlin entworfen und ausgeführt worden. Ihre Anordnung ist in Abb. 70 schematisch dargestellt.

Triebwerk zum Bewegen der Klappe. Vom Straßenbahnnetz der Stadt Stockholm steht eine Gleichstromspannung von 570 V zur Verfügung. Die Brückenklappe wird durch zwei vollkommen geschlossene Motoren 3 u. 3 mit Nebenschlußwicklung bewegt, deren jeder bei 690 Umdrehungen in der Minute 30 kW für die Dauer einer Stunde leisten und für die Dauer von zwei Minuten um 100 % überlastet werden kann. Die Motoren 3 u. 3 werden durch ein Leonardaggregat gesteuert. Bei diesem treibt ein Motor 2 unmittelbar eine Anlaßdynamo 1 an, die ihrerseits die beiden Klappenmotoren 3 u. 3 speist. Die Geschwindigkeit wird dadurch gesteigert, daß der in den Feldstromkreis der Dynamo eingeschaltete Vorschaltwiderstand durch einen Kontroller vom Führer allmählich kurzgeschlossen und so die den Arbeitsmotoren zugeführte Spannung allmählich erhöht wird. Die sich einstellende Geschwindigkeit ist praktisch unabhängig von der Belastung, da der im Ankerstromkreis der Motoren 3 u. 3 fließende Strom auf die Spannung keinen nennenswerten Einfluß besitzt. Diese Eigenschaft und die Möglichkeit feinstufiger Geschwindigkeitsregelung während der Bewegung machen die Leonardschaltung zum Antrieb der Brückenklappe, deren Drehmoment durch die Schwankungen des Winddruckes verschieden groß ist, sehr geeignet. Der Antriebsmotor 2 für die Leonarddynamo ist offen ausgeführt und kann bei 1550 Umdrehungen in der Minute für die Dauer einer Stunde 65 kW leisten. Die unmittelbar gekuppelte Dynamo ist für eine Leistung von 58 kW für die Dauer einer Stunde berechnet. Das Leonardaggregat wird durch einen Flachbahnanlasser 4 am Schaltpult angelassen. Bei voller Erregung liefert die Anlaßdynamo eine Spannung von 250 V für die beiden parallel geschalteten Anker der Klappenmotoren 3 u. 3. Die Felder dieser Motoren liegen in Reihe an einer Spannung von 500 V, die durch Drosselung der Netzspannung um 70 V durch Vorschaltwiderstand entsteht.

Als regelnde Elemente für die Brückenbewegung stehen ein neunstufiger Führerkontroller 5 und der Geschwindigkeitsregler (Fahrtbegrenzer) 12 zur Verfügung. Der letztere besteht aus einer in einem geschlossenen, gußeisernen Gehäuse untergebrachten Trommel, auf deren Umfang eine Reihe gußeiserner Segmente für die Selbstbetätigung von Kontakthämmern justierbar aufgesetzt ist. Beim Auflaufen der Rollen dieser Hämmer auf die Segmente werden Hilfsstromkreise geöffnet und beim Ablaufen geschlossen. Der Geschwindigkeitsregler (Fahrtbegrenzer) wird durch das Klappentriebwerk angetrieben; seine Übersetzung ist so gewählt, daß sich die Trommel bei der Drehung der Klappe um 90° etwa um 330° bewegt; es regelt die Geschwindigkeit der Klappenbewegung selbsttätig in Abhängigkeit von dem zurückgelegten Wege.

Der Führer leitet durch den Führerkontroller die Bewegung für das Öffnen und Schließen der Klappe ein; er kann die Geschwindigkeit jederzeit in dem Sinne regeln, daß er die Bewegung durch den Kontroller verzögert oder unterbricht. Eine willkürliche Steigerung der Geschwindigkeit seitens des Führers ist jedoch durch den Geschwindigkeitsregler (Fahrtbegrenzer) ausgeschlossen.

Bei mäßigem Winde soll jeder der beiden Motoren allein die Klappe mit verringerter Geschwindigkeit bewegen können. Um dies zu erreichen und um auch beim Antriebe durch zwei Motoren die Geschwindigkeit der jeweils herrschenden Windstärke anpassen zu können, ist mit dem Führerkontroller ein Umschalter 6 verbunden; er ähnelt in seiner Bauart dem Kontroller und besitzt vier Stellungen: 1. beide Motoren bis zu 25 kg/m² Winddruck. 2. beide Motoren bis zu 50 kg/m² Winddruck. 3. und 4. jeder der beiden Motoren bis zu 25 kg/m² Winddruck. Der Umschalter ist vor jedem Arbeitsspiel den Witterungsverhältnissen entsprechend einzustellen. Eine mechanische Verriegelung verhindert die Einstellung des Umschalters, solange der Führerkontroller nicht auf Null steht. Arbeiten beide Motoren bei einem Winddruck bis zu 25 kg/m², so wird die Klappe um 90° in einer Minute gedreht. Liegt die Windstärke in den Grenzen von 25 und 50 kg/m² oder wird mit einem Motor gefahren, so wird zur Entlastung der Motoren die Arbeitsgeschwindigkeit verringert.

Die Motoren werden auf die volle Drehzahl der Normalgeschwindigkeit durch Steigerung der Ankerspannung bis 250 V bei einer Drehung der Brückenklappe um etwa 3° beschleunigt. Bis zu einer Drehung um 56° bleibt die Geschwindigkeit konstant. Bei einem Winddruck von 25 kg/m² wird bei weiterer Drehung der Klappe um etwa 9° die Geschwindigkeit durch Feldschwächung auf 1000 Umdrehungen in der Minute gesteigert. In der Winkellage von 80° setzt wiederum Feldverstärkung ein; bei etwa 87° wird die Geschwindigkeit wieder normal und klingt dann durch Verringerung der Ankerspannung allmählich auf Null ab, sobald bei einer Drehung um 90° die Brückenendlage erreicht ist.

Übersteigt der Winddruck 25 kg/m² oder wird nur mit einer Maschine gefahren, so wird während der drei ersten Grade der Brückenbewegung die Beschleunigung nur etwa auf die halbe Normalgeschwindigkeit durchgeführt und diese allmählich auf 690 Umdrehungen in der Minute gesteigert, um dann wieder bis auf Null abzuklingen. Die Feldschwächung der Klappenmotoren unterbleibt dann, so daß die größte Geschwindigkeit 690 Umdrehungen in der Minute nicht überschreitet.

Die rückläufige Bewegung der Brücke vollzieht sich vollkommen gleich in umgekehrter Reihenfolge.

Tritt durch eine falsche Einstellung des Umschalters 6 oder aus anderen Gründen eine Überlastung der Motoren ein, so sprechen die in die Ankerstromkreise eingeschalteten Höchststromauslöser 11 an und unterbrechen unmittelbar den Erregerstrom des Hilfsschützes 7. Durch die gewählte Abhängigkeitsschaltung wird gleichzeitig der Ankerstrom der Motoren durch das Schütz 8 unterbrochen, die Betriebsbremse 10 zum Einfallen gebracht und die Erregung der Motoren aufgehoben.

Falls die Brücke nur mit einem Motor angetrieben wird, muß das zweite in Reihe geschaltete Motorfeld wirkungslos werden. Zu diesem Zweck wird das zweite Feld durch entsprechende Kontakte des Umschalters 6 durch einen Widerstand ersetzt. Sollte die Spannung infolge einer Betriebsstörung ausbleiben, so würden die elektromagnetischen Schütze abfallen und die Anlage dadurch außer Betrieb gesetzt werden. Das Wiedereinschalten ist infolge Sonderausführung des Kontrollers nur von der Nullage aus und bei voller Netzspannung möglich, so daß die Schaltung weitgehenden Schutz vor Betriebsunfällen bietet.

Der motorische Antrieb der Brücke hört auf, sobald durch die Segmente am Geschwindigkeitsregler die Erregung der Leonarddynamo unterbrochen wird und somit die Motoranker spannungslos gemacht werden. Das Abfallen der elektromagnetischen Schütze mit Ausnahme des Bremslüfterschützes wird durch zwei andere Segmente am Fahrtbegrenzer bewirkt. Das Bremslüfterschütz wird in der wagerechten Endlage der Brückenklappe über einen Schalter 13 gespeist, solange der Riegel noch nicht eingeführt ist. Man erreicht hierdurch, daß die Brückenklappe bei gelüfteter Bremse und ohne Strom ausläuft und der Riegel bei loser Brückenklappe ohne Klemmung eingeführt werden kann. Ist der Riegel eingeschoben, so unterbricht ein Schalter selbsttätig den Erregerstrom des Bremslüfterschützes, und die Bremse fällt ein.

Die Lüftung der Bremse durch diesen Schalter in einer anderen als einer der wagerechten Endlage nahen Stellung ist ausgeschlossen, so daß bei der Unterbrechung des Arbeitsspiels die Bremse einfällt und damit auch das Triebwerk festsetzt.

Neben der Betriebsbremse ist, wie schon erwähnt, noch eine als Fallgewicht ausgeführte Notbremse angeordnet, damit im Falle der Gefahr auch bei schwerstem Sturm das Getriebe sofort stillgesetzt werden kann. Die das Fallgewicht haltende Klinke wird durch einen Bremslüfter 16 ausgelöst, dessen Erregung durch einen Schalter 18 vom Führer beherrscht wird. Beim Niedersinken bewegt das Fallgewicht den Hebel eines Endschalters 19, der alle Schütze abschaltet und somit die Brückenmotoren spannungslos macht.

[1]) Die Aufsätze des Verfassers in der „Bautechnik“ über den Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm werden demnächst zusammengefaßt als Sonderdruck im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erscheinen.

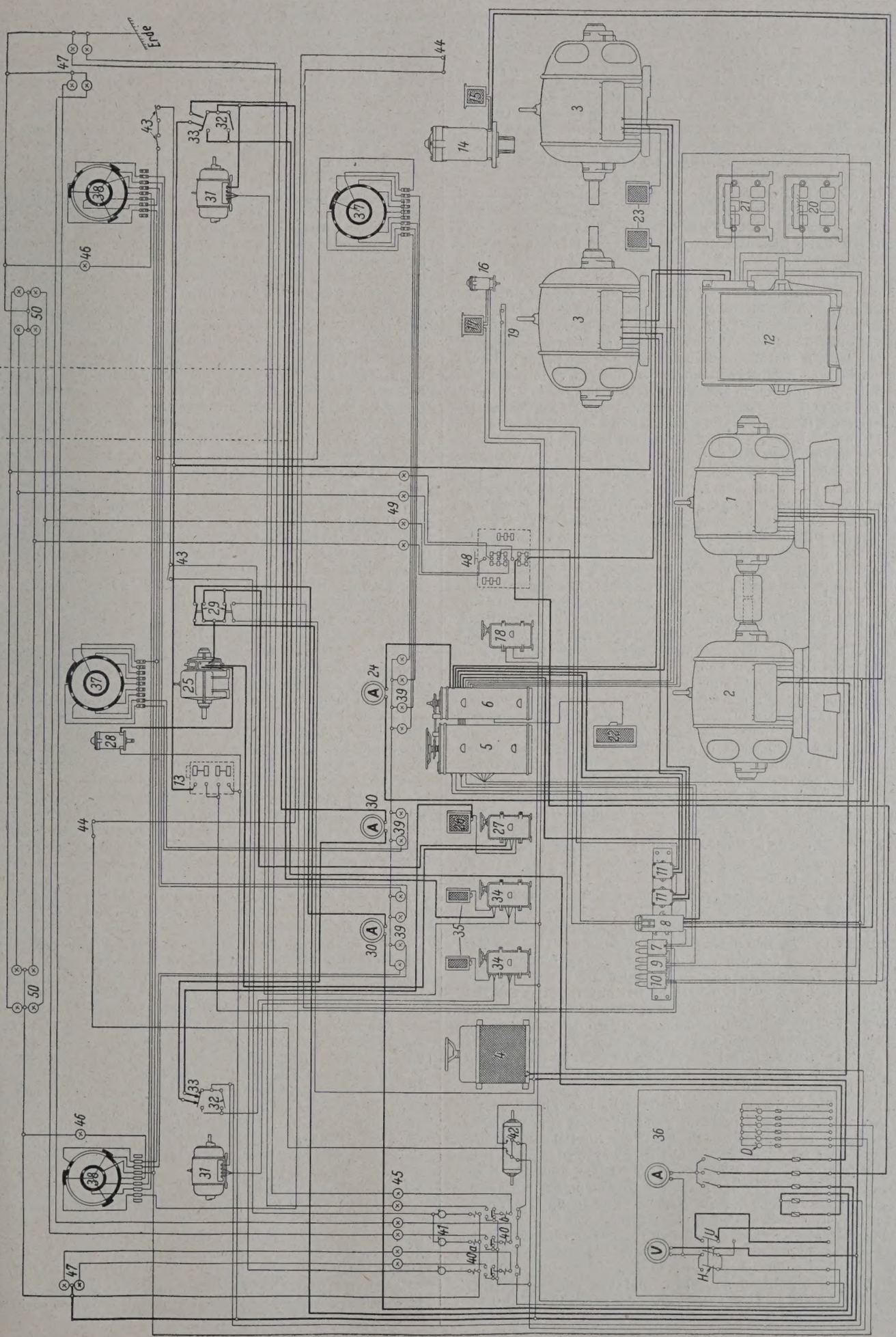


Abb. 70. Schematische Darstellung der elektrotechnischen Anlagen.

Riegeltriebwerk. Im Fahrtbegrenzer ist ein Kontakt angeordnet, der bewirkt, daß dem Riegelmotor erst bei geschlossener Brückenklappe Strom gegeben werden kann. Der Riegel wird durch einen Motor 25 mit Hauptstromwicklung und mit einer Leistung von 1,7 kW für die Dauer von 30 Min. bei 790 Umdrehungen i. d. Min. und die Schaltung des Motors durch einen Umschalter 27 in Kontrollerform unter Verwendung eines Schlupfwiderstandes 26 betätigt. Die Bewegung des Riegels wird durch Endschalter 29 begrenzt. Durch diesen wird bei geöffnetem Riegel gleichzeitig die Schaltung der Klappenmotoren und bei geschlossenem Riegel die Schaltung der Schrankenmotoren freigegeben.

Schrankentriebwerk. Jede der beiden Schranken wird durch einen Motor 31 angetrieben, der durch einen Fahrbremskontroller 34 mit Handrad gesteuert wird. Auch hier wird die Bewegung in den Endlagen selbsttätig begrenzt. Die Endschalter 33 führen gleichzeitig eine Sperrung derart herbei, daß die Riegel erst gelöst werden können, nachdem beide Schranken geschlossen sind.

Schaltpult und Signalvorrichtung. Alle zur Steuerung der besprochenen Antriebe erforderlichen Apparate sind in einem Schaltpult untergebracht, das aus Profileisen zusammengenietet und durch Blechplatten abgedeckt ist. Aus der oberen wagerechten Begrenzung ragen die Handräder des Anlassers und der Kontroller heraus. Damit der Führer das einwandfreie Arbeiten der Motoren verfolgen kann, ist das Schaltpult mit drei in gußeiserne Kasten eingebauten Amperemetern ausgerüstet, von denen eins gemeinsam den beiden Schrankenmotoren, eins dem Riegelmotor und eins gemeinsam den Klappenmotoren dient. Damit die Beendigung jeder einzelnen Bewegung dem Führer deutlich gezeigt wird, sind außerdem Signallampen 39 mit Mattglasscheiben am Schaltpult vorgesehen. Zur Schaltung der Signallampen ist mit jedem Triebwerk ein Lichtumschalter 37 u. 38 verbunden. Eine vollkommen geöffnete Schranke wird beispielsweise durch eine brennende Lampe angezeigt. Bewegt sich die Schranke aus der Endlage heraus, so erlischt die Lampe, eine anders beschriftete leuchtet erst auf, wenn die Schranke vollkommen geschlossen ist. Der Führer weiß dann, daß das nächste Triebwerk geschaltet werden darf.

Die Endlagen des Riegels und der Brückenklappe werden gleichfalls durch Aufleuchten je einer entsprechend beschrifteten Lampe am Schaltpult kenntlich gemacht. Außerdem wird dem Führer durch je eine Lampe angezeigt, wenn die Brückenklappe fast geschlossen und fast geöffnet ist, so daß die charakteristischen Brückenstellungen im Führerhause gut zu erkennen sind.

Die Lichtschalter werden durch Kette und Kettenrad von den Triebwerken in Bewegung gesetzt.

Schaltanlage. Der Strom für die Brücke wird von einer in weißem Marmor ausgeführten, freistehenden Schalttafel aus verteilt. Der Kraftstrom wird zunächst durch einen Zähler und von dort zu dem mittleren Anschluß eines einpoligen Umschalthebels *U* mit stromführendem Drehpunkt geleitet. Wird der Umschalthebel nach unten eingelegt, so schließt er die Verbindung vom Netz zu dem als Maximal-Nullspannungsautomat ausgeführten Hauptschalter *H* der Anlage. Der Leonardsatz und der Riegelmotor sind jeder für sich allein, die beiden Schrankenmotoren gemeinsam durch einpoligen Hebelschalter abschaltbar. Ein Spannungs- und ein Strommesser ist gemeinsam für alle Motoren. Der Licht- und Signalstrom, 220 V Gleichstrom, wird gleichfalls durch einen Zähler geleitet und zu sechs Drehschaltern *D* auf der Schalttafel geführt.

Straßenbahnsignale. Der doppelgleisige Straßenbahnverkehr auf der Brücke wird durch besondere Tageslichtsignale 47, deren jedes aus zwei elektrischen Lampen mit roten und grünen Linsen besteht, gesichert. Die Lampen können wechselweise an Spannung gelegt werden; grünes Licht gibt den Verkehr frei und rotes ist das Halt- und Gefahrsignal. Tageslichtsignale sind selbst bei hellem Sonnenlicht auf eine Entfernung von mehreren hundert Metern deutlich erkennbar und besitzen gegenüber den sonst verbreiteten Formsignalen den großen Vorzug des Fehlens jeglicher mechanisch zu verstellender Teile und damit der leichteren Bedienung und höchster Betriebssicherheit.

Auf der Stockholmer Seite befindet sich ein Tageslichtsignal rd. 30 m von der Klappbrückenöffnung entfernt, und zwar wegen der sich anschließenden Straßenkrümmung auf der Nordseite und in etwa 4,5 m Höhe über Gleis. Nach der Lidingöseite zu sind zwei Lichtsignale angeordnet, und zwar etwa 40 und 180 m von der Klappbrückenöffnung entfernt in der Mitte der Brückenportale. Jedes der Lichtsignale kann für sich und zur Anpassung an die Verkehrsverhältnisse in beliebiger Reihenfolge vom Führer geschaltet werden. Als Schaltungselemente sind Drehschalter 41 vorgesehen, die unmittelbar auf elektromagnetische Relais 40a einwirken. Werden diese durch Schließen eines Stromkreises erregt, so werden die entsprechenden grünen Lampen an Spannung gelegt, und der Verkehr wird freigegeben. Unterbricht man den Erregerkreis der Relais 40a, so leuchten die roten Lampen als Halt- und Gefahrsignal auf. In jeden Lichtstromkreis sind Stromzeiglampen eingeschaltet, durch die der Führer am Schaltpult jederzeit das abgegebene Signal erkennen und somit den Betriebszustand prüfen kann.

Sobald eine rote Lampe der Tageslichtsignale 47 Strom erhält, wird gleichzeitig ein Relais 40b gespeist, das eine Unterbrechungsstelle im Nullspannungsstromkreis des Hauptautomaten *H* auf der Schalttafel 36 schließt. Das Einlegen des Automaten und somit das Öffnen der Brücke ist also nur möglich, wenn alle drei Lampen das Haltsignal zeigen. Wenn der Wächter die Brückenklappe öffnen und zu diesem Zweck den Automaten einschalten will, muß er zuerst alle grünen Signale in rote Haltsignale verwandeln. Außerdem ist ein Verzögerungsapparat 42 so angeordnet, daß eine gewisse Zeit (30 Sekunden) nach dem Aufleuchten der roten Signale bis zu der nächsten Handhabung, dem Einlegen des Hauptschalters, vergehen muß. Während dieser Zeit hat ein von Stockholm oder Lidingö kommender Zug, der schon das Lichtsignal passiert hat, Gelegenheit, die Brückenklappe zu verlassen oder auf jeden Fall der Brückenklappe so nahe zu kommen, daß der Wächter den Zug nicht übersehen kann.

Zur störungsfreien Abwicklung des Straßenbahnverkehrs sind auf dem festen Teil der Brücke drei Weichen angeordnet. Auf der Stockholmer Seite stellt die Weiche 1 den Anschluß des Hafengleises an das südliche Brückengleis her, während die Weichen 2 und 3 auf der Lidingöseite die Überführung der Wagen von dem Nord- auf das Südgleis oder umgekehrt ermöglichen. Das Hafengleis ist durch eine Schranke abgesperrt. Mit Steckschlüssel ist eine mechanische Abhängigkeit zwischen der Schranke und der zugehörigen Weiche 1 derart geschaffen, daß erst durch die Weiche 1 der Anschluß an das Südgleis hergestellt sein muß, ehe der Sperrbaum geöffnet werden kann. Umgekehrt muß erst die Sperrschranke geschlossen sein, ehe die Weiche in die Normallage zurückgestellt werden kann. Eine gleiche machanische Abhängigkeit durch Steckschlüssel verhindert das Öffnen der Brückenklappe, wenn die Weiche nicht in der Normallage steht. Neben dieser mechanischen Blockierung ist noch eine elektrische vorhanden, durch die die beiden Straßenbahnsignale der Lidingöseite auf „Halt“ geschaltet werden, sobald durch Weiche 1 der Anschluß des Hafengleises hergestellt wird. Träger dieser Blockierung ist ein Weichenkontakt 43, der sich öffnet, wenn die Weiche ihre Normallage verläßt. Gleiche Weichenschalter 43 sind auch mit den beiden Weichen 2 und 3 auf der Lidingöseite verbunden. Diese geben rotes Licht bei allen drei Tageslichtsignalen, sobald eine der Weichen 2 u. 3 zur Überführung eines Zuges auf das andere Gleis aus der Normallage herausbewegt wird.

Wenn infolge einer Störung der Kraftstrom ausbleibt, das Triebwerk also von Hand bewegt wird und aus diesem Grunde die früher beschriebene elektrische Abhängigkeit in der Reihenfolge der Bedienung der Schranken, der Riegel und der Klappe wirkungslos bleibt, so ist es besonders wichtig, daß alle Antriebe ordnungsgemäß ihre Endlage erreicht haben, ehe durch das Einschalten der grünen Lampen der Verkehr freigegeben werden kann. Aus diesem Grunde werden in der wagerechten Endstellung der Brücke durch die beiden Schrankenantriebe und den Riegel- und Klappenantrieb je ein Verriegelungsschalter geschlossen, die die Unterbrechungsstellen im Erregerstromkreis der Schaltrelais 40a schließen. An jedem Schrankenantrieb ist dieser Verriegelungsschalter mit den Kontakten für die Indikatorlampen und mit dem Schalter für eine besondere Lampe auf der Schranke zu einem Apparat 28 vereinigt. Die Lampe auf der Schranke soll in der Dunkelheit die Lage des Schrankenbaums kenntlich machen; sie wird selbsttätig eingeschaltet, wenn der Schrankenbaum aus der lotrechten Stellung nach unten bewegt wird, und erlischt, sobald die Ruhestellung wieder erreicht ist. Da diese Laternen nur in der Dunkelheit zu leuchten brauchen, wird die Speiseleitung zusammen mit der Brückenbeleuchtung an Spannung gelegt.

Ähnlich wie für den Straßenbahnverkehr ist auch eine Lichtsignalvorrichtung für den Schiffsverkehr vorgesehen. Zu beiden Seiten der Fahrrinne und auf jeder Seite der Brücke ist ein Tageslichtsignal 50 je mit roter und grüner Lampe angeordnet. Grünes Licht bedeutet „Freie Fahrt“. Je nachdem diese Farbe auf der Nord- oder Südseite erscheint, darf der Schiffsverkehr mit Fahrt nach Süden oder Norden aufgenommen werden. Die Gegenseite zeigt natürlich rotes Licht. Es ist wichtig, daß auf beiden Seiten der Brücke rotes Licht leuchtet, bevor die Klappe geschlossen wird. Man erreicht dies durch besondere Segmente an dem kontrollerartig ausgeführten Schalter 48 für die Schiffahrtsignale. Nur in der Mittelstellung dieses Schalters, in der alle Lampen rot brennen, kann die Klappe geschlossen werden, da sonst der Erregerstrom der zu jener Schaltung erforderlichen elektromagnetischen Schütze 7 bis 10 unterbrochen ist. Besondere Stromzeiglampen lassen den Führer jederzeit erkennen, welche der Signallampen brennen.

Arbeitsspiel. Zur näheren Erläuterung aller im vorstehenden beschriebenen Einrichtungen soll ein vollständiges Arbeitsspiel beschrieben werden.

Wir gehen von der geschlossenen und vollkommen betriebsfähigen Brücke aus. Die Schranken sind geöffnet, die Straßenbahnoberleitung über dem beweglichen Brückenteil liegt an Spannung, alle Straßenbahnsignale zeigen grünes und die Schiffahrtsignale bei Dunkelheit rotes Licht. (Bei sichtigem Wetter werden die Schiffahrtsignale durch einen Drehschalter auf der Schalttafel abgeschaltet, die Straßenbahnsignale sollen hingegen dauernd im Betrieb sein.)

An der Schalttafel werden zunächst durch Betätigen des entsprechenden Drehschalters die Indikatorlampen, die am Schaltpult die Stellung der einzelnen Triebwerke anzeigen, an Spannung gelegt. Der Führer überzeugt sich, daß durch die Lampen die beiden Schranken als offen, Riegel und Klappe als geschlossen, der Straßenbahnverkehr als frei (drei Lampen grün) und der Schiffsverkehr als gesperrt (vier Lampen rot) angezeigt sind. Dann wird einer der Schalter 41 betätigt; dadurch wird das zugehörige Relais 40a abgeschaltet, der Stromkreis der grünen Lampe des Straßenbahnsignals unterbrochen und gleichzeitig die rote Lampe an Spannung gelegt. Durch die Kontrollampen wird der Schaltvorgang dem Führer sichtbar gemacht. Die Reihenfolge für die Betätigung der drei Schalter ist den jeweiligen Verkehrsverhältnissen anzupassen. Mit jeder roten Signallampe ist ein Relais 40b in Reihe geschaltet, das bei Erregung eine Unterbrechungsstelle im Nullspannungsstromkreis des Hauptautomaten *H* schließt. Der Führer setzt nun den Verzögerungsapparat 42 durch Handkurbel in Bewegung. Nach etwa 35 Umdrehungen schließt dieser als Spindelapparat ausgebildete Schalter eine weitere Unterbrechungsstelle des Nullspannungsstromkreises für den Hauptautomaten.

Alsdann wird der Umschalter *U* an der Schalttafel von rechts nach links umgelegt und dadurch die Straßenbahnoberleitung auf dem beweglichen Brückenteil vom Netz abgeschaltet und die Spannung den Brückenantrieben zugänglich gemacht. Durch Einlegen des als Maximal-Nullspannungsautomat ausgeführten Hauptschalters *H* wird die Spannung auf die Verteilungsschienen der Schalttafel übertragen. Voraussetzung für das Festhalten des Automaten ist, daß alle Unterbrechungsstellen der Nullspannungsspule geschlossen sind, d. h. die drei Straßenbahnsignale rotes Licht zeigen, und der Verzögerungsapparat betätigt worden ist.

Die Schranken können in beliebiger Reihenfolge geschlossen werden. Es geschieht dies durch Drehen der beiden Fahrbremskontroller 34 auf „Abwärts". Der aufgenommene Netzstrom wird gemeinsam für beide Antriebe vom Amperemeter 30 angezeigt. Unmittelbar gekuppelt mit jeder Schranke ist ein Signalschaltapparat 38 für drei Stromkreise, der folgende Schaltungen ausführt. Nachdem die Schranke die Stellung „offen" verlassen hat, erlischt am Schaltpult die entsprechend bezeichnete Indikatorlampe und bekundet dadurch dem Führer, daß der Motor ordnungsgemäß arbeitet. Gleichzeitig wird bei Dunkelheit, d. h. sofern die Brückenbeleuchtung eingeschaltet ist, die Lampe auf dem Schrankenbaum an Spannung gelegt, so daß die Lage der Schranke deutlich sichtbar ist. Ist bei Tage die Brückenbeleuchtung nicht eingeschaltet, so bleibt auch die Lampe auf der Schranke dunkel. Neben diesen Schaltvorgängen findet im dritten Stromkreis, durch den die Relais der Straßenbahntageslichtsignale gesteuert werden, eine Unterbrechung statt, so daß es dem Führer unmöglich ist, durch Einschalten von grünen Lampen die Brücke dem Straßenbahnverkehr freizugeben, wenn eine der Schranken ihre lotrechte Normallage verlassen hat. Beim Auftreten negativer Momente kann die Schrankenbewegung durch den Schalter 34 auf den Bremsstellungen, die den Anker als Generator auf einen Bremswiderstand arbeiten läßt, jederzeit verzögert werden. Ist die wagerechte Endlage der Schranke erreicht, so bringt der Schaltapparat 38 die Indikatorlampe „Schranke geschlossen" zum Aufleuchten; durch den Endschalter 33 wird der Schrankenmotor abgeschaltet, und gleichzeitig wird eine Untersuchungsstelle in der Zuleitung zum Riegelmotor geschlossen.

Erst wenn beide Schranken geschlossen sind, kann also durch den Umschalter 27 der Riegelmotor mit zugehöriger Hauptstrombremse Strom erhalten, wodurch der Riegel zum Öffnen angetrieben wird. Der mit dem Triebwerk durch Kette gekuppelte Signalapparat 37 bringt nach eingeleiteter Bewegung die Lampe „Riegel geschlossen" zum Erlöschen. Gleichzeitig wird der Schalter 44 geöffnet und damit das Einschalten des den Verkehr freigebenden Straßenbahnsignals zwangläufig so lange verhindert, als der Riegel nicht ganz geschlossen ist. Ist der Riegel zurückgezogen, so legt der Signalschaltapparat 37 die Lampe „Riegel offen" an Spannung. Der Endschalter 29 unterbricht den Motorstrom und schließt anderseits die Speiseleitung für die elektromagnetischen Schalter 7 bis 10, die zur Schaltung der Klappenmotoren erforderlich sind. Die motorische Bewegung der Brückenklappe ist also nur möglich, nachdem der Riegel vollständig gelöst ist. Der sich lösende Riegel legt den Schalter 13 um und schaltet dadurch das Bremslüfterschütz des Klappenantriebes 10 unabhängig von dem Kontroller ein. Fast der ganze Weg des Riegels wird also bei gelüfteter Bremse 14, also bei nicht festgestellter Klappe zurückgelegt, wodurch Reibungswiderstände auf ein Mindestmaß verringert werden.

Der Leonard-Antriebsmotor 2 wird unter stufenweisem Kurzschließen eines Ankervorschaltwiderstandes durch den Anlasser 41 eingeschaltet.

Nach Schätzung der herrschenden Windstärke entscheidet sich der Führer, ob die Klappe durch einen oder beide Motoren bewegt werden soll, und stellt den Umschalter 6 auf die entsprechende Rast ein. Der eigentliche Anlaßvorgang wird durch Drehen des Führerkontrollers 5 in Richtung „Öffnen" eingeleitet. Durch Vorkontakte springen zunächst gleichzeitig das Hilfsschütz 7 und das Ankerschütz 8 an. Ersteres bereitet die weitere Schaltung vor und legt die Felder der Klappenmotoren unter Vorschaltung eines Schwächungswiderstandes 21 an das Netz, letzteres schaltet die Leonarddynamo auf die Anker der Klappenmotoren. Eine Bewegung findet noch nicht statt, da das Feld der Leonarddynamo noch unerregt ist. Erst auf Kontrollerstellung 1 wird dieses Feld mit dem Gesamtregulierwiderstand angeschlossen; gleichzeitig bekommt das Schütz 9 Strom, schließt den Schwächungswiderstand kurz, so daß die Motorfelder an der vollen Spannung liegen, und schließt einen zweiten Speisestrom für das Bremslüfterschütz 10, das bereits beim Öffnen des Riegels eingeschaltet wurde. Dieser zweite Stromweg für das Bremslüfterschütz ist erforderlich, da der erste durch den Geschwindigkeitsregler 12 selbsttätig geöffnet wird, sobald die Klappe ihre Schlußstellung verläßt, damit die Bremse nunmehr allein vom Führerkontroller 5 abhängig wird. Mechanisch mit dem Klappentriebwerk gekuppelt ist der Geschwindigkeitsregler, der in Abhängigkeit von dem zurückgelegten Wege die weitere, bereits an anderer Stelle beschriebene Geschwindigkeitsregelung selbsttätig durchführt. Voraussetzung dafür ist allerdings, daß die Stellung des Kontrollers 5 dieses zuläßt; denn durch diesen Apparat hat es der Führer jederzeit in der Hand, die Bewegung zu verzögern oder zu unterbrechen, nicht jedoch, sie willkürlich über die dem zurückgelegten Klappenwinkel entsprechende Geschwindigkeit zu beschleunigen. Der mit dem Triebwerk gekuppelte Schaltapparat 37 läßt durch die Indikatorlampen den Wärter jeweils erkennen, ob die Klappe geschlossen, beinahe geschlossen, beinahe offen oder ganz geöffnet ist. Außerdem verhindert der Schalter 44, daß die Brücke dem Straßenbahnverkehr freigegeben wird, wenn die Brücke nicht völlig geschlossen ist.

Wenn sich die Brücke der Stellung „offen" nähert, verringert der Fahrtbegrenzer selbsttätig die Geschwindigkeit durch Vorschalten von Widerstand in den Feldstromkreis der Dynamo und setzt schließlich auch den Antrieb still. Dies vollzieht sich durch Abschalten der Schütze 7 bis 10; der Ankerstrom wird unterbrochen, die Felder der Dynamo und der Motoren werden abgeschaltet, und die Betriebsbremse 14 fällt zur Verkürzung des Nachlaufweges und zum Feststellen der Brückenklappe ein.

Wenn infolge übermäßigen Sturmes oder einer Betriebsstörung die Betriebsbremse die Brücke nicht festhalten kann, schließt der Führer durch den Schalter 18 den Erregerstromkreis des Notbremslüfters 16. Dieser zieht eine Klinke zurück, und ein Fallgewicht, das später von Hand wieder hochgewunden wird, bringt jede Bewegung zum Stillstand. Wird die Notbremse bei eingeschalteten Motoren in Tätigkeit gesetzt, so kommt der Schalter 19 zur Geltung und setzt den Antrieb in gleicher Weise still, wie bei der normalen Endschaltung durch den Fahrtbegrenzer oder bei Wirkung eines der Höchststromauslöser 11.

Bei geöffneter Brückenklappe brennen zu beiden Seiten zunächst noch die roten Lampen der Schiffahrtsignale 50. Wird nun z. B. der Lichtumschalter 48 nach links bewegt, so erlöschen auf der Nordseite die roten Lampen und die grünen leuchten auf. Aus jener Richtung dürfen jetzt Schiffe passieren, bis der Führer durch Umschalten nach rechts der Gegenseite das Fahrwasser freigibt. Ist das letzte Schiff vorüber, so ist der Lichtumschalter 48 nach Null zurückzudrehen, denn in jeder anderen Lage ist der zum Schließen der Klappe erforderliche Hilfsstrom (Erregerstrom der Schütze) unterbrochen.

Zur Einleitung der Klappenschließbewegung wird der Führerkontroller in Richtung „Brücke schließen" gedreht. Der Schaltvorgang spielt sich wie beim Öffnen ab, und der Fahrtbegrenzer übernimmt die Geschwindigkeitsregelung. An den Indikatorlampen kann der Führer wiederum die Bewegung verfolgen. Diesmal schaltet jedoch der Fahrtbegrenzer den Motorantrieb bereits vor dem Erreichen der Endlage ab; nur das Bremslüfterschütz wird über den Schalter 13 gespeist, und die Brücke erreicht durch die ihr innewohnende lebendige Kraft mit geringer Geschwindigkeit, aber durch die Bremse ungehemmt, ihre Schlußstellung. Dabei schließt sich der bereits früher erwähnte Schalter 44 für die Straßenbahnsignale, und es wird die bis dahin gesperrte Schaltung des Riegelmotors im Sinne des Schließens möglich. Das Leonardaggregat ist durch den Anlasser 4 stillzusetzen.

Durch entsprechende Einstellung des Kontrollers 27 erhält der Riegelmotor Strom. Ist die Bewegung vollendet, so unterbricht der Endschalter 29 den Motorstrom und hebt die Sperrung der Schrankenmotoren auf. Jetzt öffnet sich auch der Schalter 13 und bringt durch

Abfallen des Bremslüfterschützes 10 die Betriebsbremse 14 zum Einfallen. Die Brückenklappe ist somit in der Schlußlage festgestellt. Außerdem schließt sich der Schalter für die Straßenbahnsignale; und das Aufleuchten der Lampe „Riegel geschlossen", gesteuert durch den Schaltapparat 37, gibt dem Führer das Zeichen zum Weiterschalten.

Das Öffnen der Schranken durch die Kontroller 34 kann in beliebiger Reihenfolge stattfinden. Die durch den Apparat 38 geschalteten Kontrollampen „Schranke offen" bekunden dem Führer die vollzogene Bewegung der Schrankenbäume. Gleichzeitig wird durch denselben Schalter der Stromkreis der Lampe auf der Schranke unterbrochen und eine Unterbrechungsstelle für die Straßenbahnsignale geschlossen. Dann schaltet der Führer den Hauptautomaten aus und legt den Umschalter nach links zurück, wodurch die Straßenbahnoberleitung wieder an Spannung kommt. Die letzte Verriegelung für die Straßenbahnsignale ist jetzt durch Zurückdrehen des Verzögerungsapparates 42 zu schließen. Ist dies geschehen und befinden sich, wie bereits ausgeführt, Brückenklappe, Riegel und die beiden Schranken in der richtigen Endstellung, so können durch die Schalter 41 die Relais 40*a* in beliebiger Reihenfolge an Spannung gelegt werden, wodurch das rote Licht der Straßenbahn-Tageslichtsignale und somit der zugehörigen Kontrollampen durch grünes ersetzt wird. Damit ist der Straßenbahnverkehr freigegeben und das Arbeitsspiel beendet.

Alle Rechte vorbehalten.

Vorschlag für ein einheitliches Brückenlager.

Von Regierungsbaurat **Karig**, Dresden.

Am Schlusse meiner in Heft 38 bis 43 der „Bautechnik" 1923 unter gleicher Überschrift erschienenen Abhandlung hatte ich eine Ergänzung meines Vorschlages für ein einheitliches Brückenlager in Aussicht gestellt, in der die inzwischen[1]) bekanntgegebene höhere zulässige Belastung der Rollen berücksichtigt werden sollte. Die Bekanntgabe dieser Ergänzung ist dadurch verzögert worden, daß meiner an gleicher Stelle ausgesprochenen Bitte an die Fachgenossen um Äußerung zu meinem Vorschlage leider nur in geringem Maße entsprochen worden ist. Inzwischen hat Herr Prof. H. Kirchner, Berlin, in Heft 18 der „Bautechnik" 1924 meinen Vorschlag besprochen und ihm den im Entwurf DIN, E 1040 veröffentlichten Vorschlag des Eisenbauverbandes gegenübergestellt. Da dieser Entwurf m. E. in mancher Beziehung wesentliche Mängel aufweist, die bei der Normung der Lager vermieden werden sollten, möge im nachstehenden hierauf näher eingegangen und ein neuer Vorschlag vorgelegt werden, der auch den mir bisher bekanntgegebenen Wünschen Rechnung trägt.

Der Vorschlag DIN, E 1040 des Eisenbauverbandes (in nachstehendem kurz Normalvorschlag oder NV. bezeichnet) trägt zunächst nicht der wichtigen Forderung Rechnung, daß die Rollflächen in einem Arbeitsgange auf der Hobelmaschine bearbeitet werden können. Die über die Rollfläche vorstehende Mittelrippe und die vorstehenden Zähne an den Rändern bedingen ein mehrmaliges Umstellen und Umwechseln der Hobelstähle, so daß es ohne besondere Sondervorrichtungen kaum möglich ist, eine genaue ebene Fläche zu erzielen. Da die Hobelstähle für wagerechte Flächen mindestens eine, meist zwei geneigte Schneiden haben, können zunächst nur die Flächenteile a_1 und a_2 (Abb. 1) mit einem Stahl bearbeitet werden, wogegen für b_1 und b_3 ein linksschneidender, für b_2 und b_4 ein rechtsschneidender Stahl angesetzt werden muß. Sollten aber auch die Flächenteile c bearbeitet werden, so wäre sogar ein Umspannen des Lagerkörpers erforderlich. Dieser Arbeitsvorgang führt zu erheblichen Ungenauigkeiten, die eine gleichmäßige Druckverteilung verhindern.

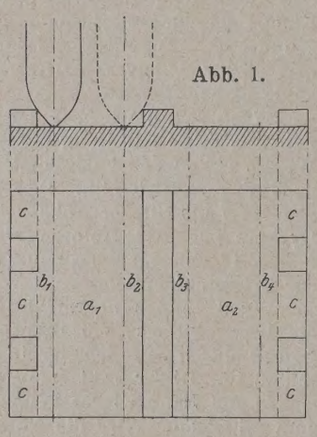


Abb. 1.

Eine wesentliche Verbesserung wäre durch Weglassen der Mittelrippe zu erzielen, die ohnehin zwecklos ist, da die Führung der Walzen an den Außenrändern auf jeden Fall genügt, eine seitliche Verschiebung zu verhindern. Aber auch die seitlichen Zähne sind zweckmäßig an die Rollen anzusetzen, wie es in meinem Vorschlage vorgesehen ist, weil die Bearbeitung der Rollen auf der Drehbank geschieht. Hierbei können etwaige Ungenauigkeiten, die durch das Auswechseln der Stähle zur Bearbeitung der Ecken zumeist vorkommen, beim Schlichten der Walzen mit der Feile leicht beseitigt werden. Sollte dies aber nicht ganz gelingen, so liegen die Fehlerstellen wenigstens an den Walzenenden, wo infolge der Verbiegung der Rollenplatten ohnehin die Pressungen geringer sein müssen als in Rollenmitte.

Die aus der Anordnung der Führungsleisten ersichtliche Absicht, die Rollen einzeln zwangläufig zu führen und damit die Verbindungsschienen entbehrlich zu machen, kann auch bei Verwendung der angegossenen Rollendaumen meines Vorschlags erreicht werden, wenn an den Platten beiderseits der Daumen Zahnflächen angesetzt werden, wie es in dem nachstehenden Abänderungsvorschlage geschehen ist. Die in meinem früheren Vorschlage vorgesehene Verbindung der beiden Rollen durch seitliche Schienen bietet den Vorteil, daß die Walzen auch dann noch parallel bleiben müssen, wenn die etwa durch eine Neigung der Widerlager verursachte Verschiebung v der Oberplatte so groß wird, daß der Zahneingriff verlorengeht. Dies tritt sowohl beim NV., als auch bei meinem Vorschlage ein, wenn $v = \text{rd. } 0{,}8\ d$ wird. Eine derart große Verschiebung ist nun aber nur bei gänzlich mangelnder Beaufsichtigung der Brückenlager möglich und muß und kann unbedingt vermieden werden. Sollte aber in besonderen Fällen, z. B. bei Brücken in Senkungsgebieten, eine so außerordentliche Bewegung der Widerlager zu erwarten sein, bei der dann die Walzen führungslos werden und womöglich sogar von der Rollfläche abgleiten könnten, so müßte die Verbindung beider Rollen durch seitliche Schienen beibehalten werden. In solchen ungewöhnlichen Fällen verbietet sich aber die Verwendung von Regellagern ohnehin, so daß daraufhin nicht Rücksicht genommen zu werden braucht.

Die Form der Grundplatte ist in meinem Vorschlage derart gewählt, daß ihre Rollfläche die gleiche Größe besitzt wie bei der Deckplatte, was bei einem richtig arbeitenden Lager ausreichend ist. Die Vergrößerung der Grundfläche bis auf die durch die zulässige Fugenpressung bedingte Größe geschieht zweckmäßiger durch vorspringende Plattenränder, deren Dicke nur so groß zu sein braucht, wie es die größtmögliche Kantenpressung erfordert. Die hierbei zu erwartende elastische Verbiegung dieser schwachen Ränder ist nur sehr gering, aber keinesfalls schädlich, sondern dürfte sogar bei unmittiger Belastung eine Verminderung der Kantenpressungen herbeiführen und dadurch nur günstig wirken.

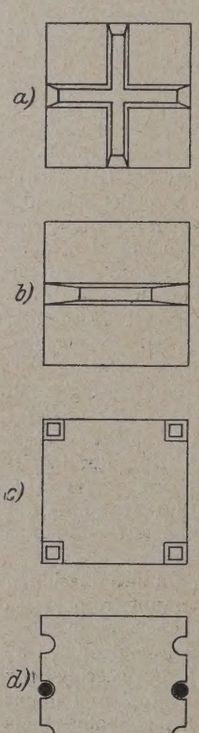


Abb. 2. Lagerbefestigung.

Die Ausführung der Stützrippe mit einer schmalen Arbeitsleiste nach meinem Vorschlag erscheint zweckmäßiger als die breite, nach einem genau berechneten Halbmesser gekrümmte Stützfläche des NV., da diese nicht bearbeitet werden kann, sondern gußroh verwendet werden müßte. Da aber eine gußrohe Fläche niemals genau zylindrisch ist, sondern selbst bei sorgfältigster Formarbeit stets kleine Unebenheiten aufweist, müssen diese mindestens in der Berührungslinie beseitigt werden. Die Durchführung der Zylinderfläche auf die ganze Breite der Druckrippe ist daher um so zweckloser, als für die Stützung nur ein ganz schmaler Streifen in Frage kommt, der sich selbst bei größter Durchbiegung der Brücke höchstens um das Maß $r : 250$ verschieben kann.

Eine vielumstrittene Frage ist die zweckmäßigste Form der Befestigung der Grundplatte auf dem Quader. Die früher meist verwendeten Kreuzrippen (Abb. 2a) sind wohl jetzt außer Gebrauch, da sie das gute Untergießen oder Unterstopfen der ganzen Auflagerfläche erschweren, so daß die Platten häufig gerade in dem wichtigsten Mittelteil hohl liegen und unbeabsichtigte hohe Spannungen in der Platte sowohl als auch in der Aufstandfuge hervorrufen. Aus diesem Grunde sind die einfachen Querrippen (Abb. 2b) vorzuziehen, wie sie bereits in meinem ersten Vorschlage angegeben waren und auch im vorliegenden Vorschlage beibehalten sind, weil dabei ein sattes Aufliegen der Platte und der Rippe sicher gewährleistet werden kann. Den gleichen Vorschlag bildet auch die im NV. vorgesehene Anordnung von Ecknasen (Abb. 2c), die außerdem eine recht zweckmäßige Verklammerung des Quaders darbieten und dessen Auseinanderplatzen im Falle eines Bruches verhindern. Bemängelt wird an diesen Eck-

[1]) Vergl. Erlaß des R.V.M. vom 21. August 1923 („Bautechnik" 1923, Heft 38, S. 363).

nasen ihre Lage nahe an den Quaderrändern, so daß häufig schon beim Einarbeiten der Aussparungen, oft aber auch durch innere Spannungen die Quaderecken abgesprengt werden.

Dieser bei genügender Vorsicht vermeidbare Übelstand bedeutet zwar meist keinen statischen Nachteil, immerhin aber eine äußerlich recht unangenehm in Erscheinung tretende Verunstaltung des Quaders. Vorteilhafter erscheint in dieser Beziehung die in Bayern übliche Form der Lagersicherung durch in die Seitenränder der Platte eingreifende Runddübel oder Dollen (Abb. 2d), da diese weiter im Innern des Quaders angreifen, eine glatte Aufstandfläche ermöglichen und leicht nach richtiger Verlegung der Lager eingesetzt und auch leicht wieder beseitigt werden können, wenn sich nachträglich eine Regelung der Lager nötig machen sollte. Die in Bayern übliche Anordnung mehrerer Einbuchtungen des Lagerrandes in gleichen Abständen, durch die ein Versetzen der Lager um je einen solchen Abstand ohne Herausheben der Dollen möglich ist, geht wohl zu weit, umsomehr als das Maß eines solchen Abstandes reichlich groß erscheint.

Anordnung nach dem neuen Vorschlage. In Erwägung der vorstehenden Beurteilung schlage ich nunmehr die nachstehend beschriebene Lagerform vor, bei der die nach der neuen Fassung der Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn[2]) zugelassenen Spannungen möglichst weitgehend ausgenutzt und die mir zugegangenen Änderungsvorschläge sowie die im NV. enthaltenen Anregungen möglichst weitgehend berücksichtigt sind.

In der neuen Fassung der Berechnungsgrundlagen sind die in nachstehender Übersicht I zusammengestellten Grenzwerte der Spannungen für aus Stahlformguß herzustellende Lagerteile und für die Auflagerquadern vorgeschrieben. Die bisher gültigen Werte sind in () beigesetzt.

I. Zulässige Spannungen der Lagerteile in kg/cm².

Bauteil	Im Regelfall unter Berücksichtigung der Hauptkräfte allein einschl. Stoßzuschlag	Im Grenzfall unter Berücksichtigung auch aller Zusatzkräfte und Nebenwirkungen	Vorausgesetzter Baustoff
Berührungslinie der Rollen . .	8500 (6500)	10 000 (6500)	Stahlformguß mit einer Bruchfestigkeit von 5000 bis 6000 kg/cm² und einer Dehnung $>10\%$.
Stahlteile auf Druck . . .	1800 (1500)	2000 (1600)	
auf Biegung . .	1800 (1200)	2000 (1300)	
Aufstandfuge .	50 (40)	70 (56)	Zementmörtel 1 : 1 oder Bleifuge.
Quaderfuge . .	25 (20)	45 (36)	Beton 1:3:5 oder Quader oder Klinker in Zementmörtel 1 : 2½.
	12 (12)	21,6 (21,6)	Bruchsteine in Zementmörtel 1 : 2½.
Auflagersteine auf Schub oder Biegung . . .	wie oben, jedoch ohne Stoßzuschlag 15 (12)	27 (22,6)	Granit oder ein ähnlich festes Gestein.

Die Abstufung der Lager nach runden t-Zahlen ist an sich nicht erforderlich, da selbst bei runden Stützweiten sich für die Stützkräfte unrunde Zahlen ergeben. Trotzdem erscheint es doch mit Rücksicht auf die Benennung vorteilhafter, die zulässige Stützkraft A als Grundgröße einzuführen. Für die neu vorgeschlagene Lagerreihe wurde daher nach der folgenden Zusammenstellung II eine Abstufung gewählt, die einem Unterschied der Stützweiten einfacher Träger

beim N-Lastenzug von etwa 3 bis 5 m
„ E- „ „ „ 4 „ 5 „
„ G- „ „ „ 4 „ 8 „

entspricht. Als kleinste Größe wird ein Lager für $A = 85$ t vorgesehen, was einer Stützweite von 17 m bei der Brückenklasse G entspricht (vergl. untenstehende Übersicht II).

Die Abmessungen der Lager sind für alle Größen einer jeden Lagerform in Übersichten zusammengestellt und in den Hauptwerten möglichst nach runden oder ganzen Zahlen abgestuft. Dabei konnte die geometrische Ähnlichkeit aller Abmessungen für alle Lagergrößen nicht mehr streng eingehalten werden, obgleich sie für die Durchführung der Berechnung in meinem ersten Vorschlag manche Vorteile geboten hatte.

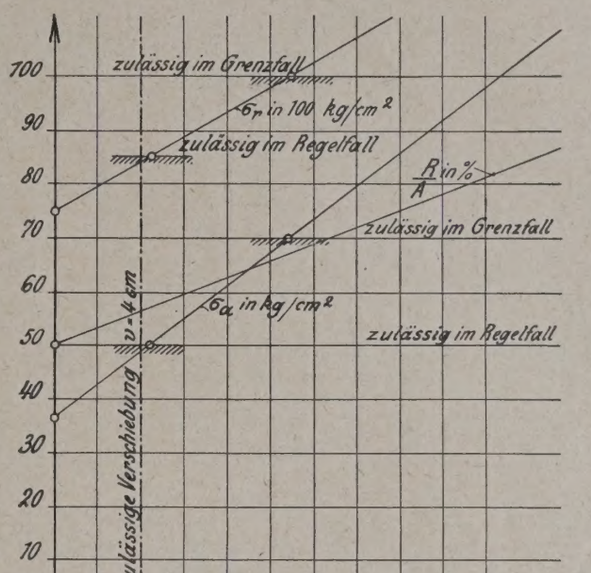


Abb. 3. Einfluß der Verschiebung v bei einem 200-t-Lager.

a) Rollenlager (Abb. 4 und Zusammenstellung IV).

Die Größe der zu erwartenden Verschiebung hat einen erheblichen Einfluß auf die Abmessungen eines Rollenlagers, wie aus Abb. 3 zu ersehen ist. In Abb. 3 sind die auf die schwerer belastete Rolle eines 200-t-Lagers entfallenden Lastanteile $\frac{R}{A}$ sowie die entsprechenden Pressungen σ_r in der Berührungslinie dieser Rolle und die Kantenpressung σ_a in der Aufstandfuge für diese von $v = 0$ bis $v = 20$ cm veränderliche Verschiebung dargestellt. Es empfiehlt sich daher nicht, übermäßig große Verschiebungswerte zu berücksichtigen, umsomehr als eine weitergehende Verschiebung als Ausnahmefall zu betrachten ist, für den eine höhere Spannung als im Regelfall zugelassen werden kann. Nach der früher gegebenen eingehenden Ableitung Gl. 18 („Die Bautechnik" 1923, S. 416) würde sich für die größte zu erwartende Lagerverschiebung der Wert

$$v = v_1 + v_2 = \Delta l_1 + \frac{1}{2} \cdot \Delta l_2 = \frac{l}{2290} + \frac{l}{4000\,(\gamma + \varphi)}$$

ergeben, wenn für l die der Stützkraft A entsprechende Stützweite der leichtesten Brückenklasse G (vergl. „Bautechnik" 1923, Abb. 27, S. 430 und Abb. 8, S. 359) und als Baustoff der um 30% höher zu beanspruchende Brückenstahl St 48 in Rechnung gestellt wird. Zur Abrundung wurde diesem Werte nach umstehender Übersicht III noch etwa der Wert v_2 zugeschlagen, um etwaigen Ungenauigkeiten bei der Aufstellung der Brücken Rechnung zu tragen.

Als zulässige Verschiebung der Rollenlager wurde daher der Wert

$$(1) \qquad v_r = \frac{1}{4}\,(A \text{ in t}) \text{ in mm}$$

gewählt.

[2]) Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Vorschriften für Eisenbauwerke. Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken. Amtliche Ausgabe 1925. Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

II. Abstufung der Lagergrößen.

Stützkraft $A =$		30	40	55	70	85	100	120	140	160	180	200	225	250	275	300 t
entspricht einer Stützweite l nach Lastenzug	$N =$	—	—	6,0	8,6	11,0	13,5	17,2	20	23	27	30	34	40	45	50 m
	$E =$	—	—	7,7	11,3	15,5	19,2	24,2	29	34	39	44	50	56	61	66 „
	$G =$	—	—	9,6	13,2	17,5	21,7	27,3	33	39	46	53	62	70	78	87 „

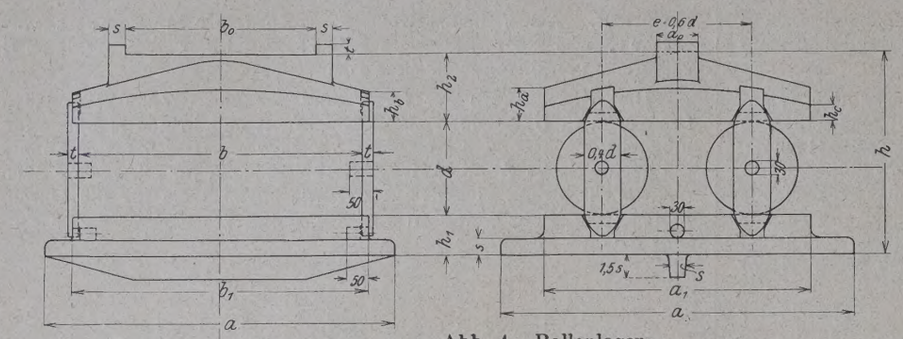


Abb. 4. Rollenlager.

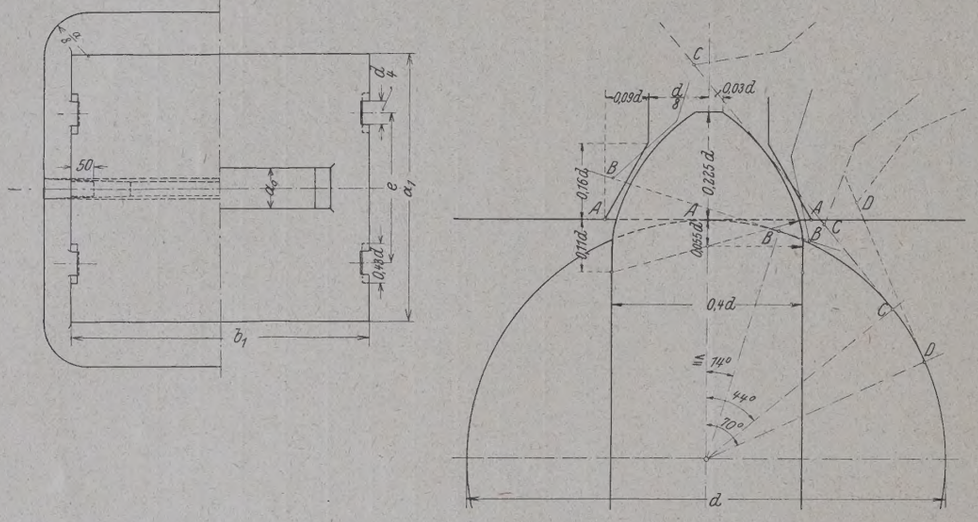


Abb. 5. Rollendaumen.

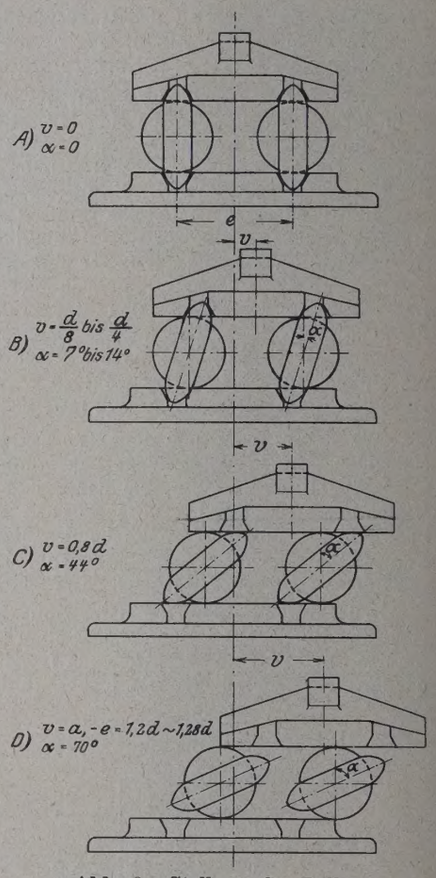


Abb. 6. Stellung der Rollen bei der Verschiebung v der Deckplatte.

III. Übersicht der Verschiebungswerte.

Für eine Stützkraft	$A =$	100	200	300	t
Stützweite für Lastenzug G:	$l_G =$	22	53	87	m
Belastungsbeiwert	$\gamma + \varphi =$	1,77	1,87	2,04	
$v_1 = \frac{l}{2290}$	=	9,6	23,2	38,0	mm
$v_2 = \frac{1{,}3\, l}{4000\,(\gamma+\varphi)}$	=	4,0	9,2	13,9	mm
$v_1 + v_2$	=	13,6	32,4	51,9	mm
Zuschlag zur Abrundung	=	6,4	7,6	8,1	mm
Neuer Vorschlag	$v =$	**20,0**	**40,0**	**60,0**	**mm**
gegenüber dem Normen-Vorschlag	$v =$	20	60	96	mm
oder meinem früheren Vorschlag	$v =$	40	54	67	mm

Die Rollen selbst sind angesichts der jetzt zulässigen größeren Pressung als Vollrollen geplant, da die durch stelzenförmige Ausbildung der Rollen zu erzielende Gewichtsersparnis nur verhältnismäßig gering ist und die genaue Bearbeitung der Rollen bei vollen Zylinderflächen auf der Drehbank wesentlich bequemer ist als bei geteilten Flächen. Die Rollendurchmesser d sind nach der Übersicht IV um je 10 bis 15 mm abgestuft und die wirksame Rollenlänge b in Anpassung an die Abmessungen der Grundplatte zu rd. 2,9 d gewählt. Die Abmessungen d und b ergeben sich aus Gl. 15 u. 22 („Bautechnik" 1923, S. 360 u. 417) mit Einsetzung der zulässigen Spannung von $\sigma = 8{,}5$ t/cm² in der Berührungslinie zu

$$(2) \qquad d \cdot b = 5{,}25\, A \cdot \frac{e+v}{e},$$

wobei der Rollenabstand e mit Rücksicht auf eine günstige Verteilung der Stützkraft auf beide Rollen reichlich groß, und zwar zu

$$(3) \qquad l = \text{rd. } 1{,}60\, d$$

gewählt wurde. Diese Maßregel bedeutet keinen erhöhten Baustoffaufwand, da die Rollendeckplatte schon wegen möglichst gleichmäßiger Verteilung der Stützkraft auf die ganze Länge der Rollen recht kräftig gehalten werden muß.

Die an den Rollen angesetzten Rollendaumen werden mit der schon früher (Abb. 13, „Bautechnik" 1923, S. 358) angegebenen Zahnkrümmung versehen, die aber nach Abb. 5 an beiden Kanten, also symmetrisch ausgeführt wird. Sie greifen in entsprechende Aussparungen der Grundplatte und der Deckplatte. Demnach kann die Verbindung beider Rollen entfallen, wenn darauf geachtet wird, daß die Verschiebung nie größer wird als etwa der doppelte zulässige Wert nach vorstehender Übersicht II. In Abb. 5 sind in Übereinstimmung mit Abb. 2 neben der Grundstellung *A*) der Platte diejenigen bemerkenswerten Stellungen eingetragen, bei denen

B) der zulässige Verschiebungswert des Lagers erreicht wird,
C) die seitliche Führung des Lagers durch die Daumen aufhört,
D) die Rollenachse über den Kanten der Rollfläche steht.

Die Grundplatte erhält eine quadratische Aufstandfläche mit stark abgerundeten Ecken. (Das Maß dieser Abrundung ist so gewählt, daß das Widerstandsmoment der Plattenfläche in bezug auf eine Diagonale seinen Größtwert erreicht.) Auf diese dünne Platte ist die eigentliche Rollfläche aufgesetzt, deren Höhe der Länge der Rollendaumen entspricht. Die Größe der Grundfläche ($F = 0{,}987\, a^2$, $J = 0{,}08035\, a^4$, $W = 0{,}1607\, a^3$) ergibt sich aus der Bedingung, daß bei der größten regelmäßigen Verschiebung v die Kantenpressung höchstens den Wert 50 kg/cm² erreicht, also aus

$$0{,}05 = \frac{A}{0{,}987\, a^2} + \frac{A\, v_r}{0{,}1607\, a^3}$$

oder

$$(4) \qquad a^3 - 20{,}26\, A\, a - 124{,}6\, A\, v_r = 0.$$

Die Dicke der überstehenden Plattenränder ergibt sich aus der Beziehung $0{,}05 \cdot \frac{(a-a_1)^2}{8} = \frac{s^2}{6} \cdot 1{,}20$ zu

$$(5) \qquad s \geqq \frac{(a-a_1)}{2\sqrt{8}} = \frac{a-a_1}{2} \cdot \frac{1}{2{,}82},$$

wenn mit Rücksicht auf die Inanspruchnahme der Ränder beim Ankeilen der Platten die für den Regelfall zulässige Spannung zu $\sigma = 1{,}20$ t/cm² angesetzt wird.

Zur Befestigung der Lagerplatte auf dem Quader werden Querrippen vorgeschlagen, deren mittlere Dicke mit $\frac{a}{20}$ ausreichend stark ist, wogegen ihre Höhe zu $\frac{3}{40} \cdot a$ gewählt ist.

Endlich sind in der Mitte der Grundplatte und ebenso in den Rollenstirnen seitliche Löcher von 30 mm Durchm. und 50 mm Tiefe

IV. Abmessungen und Gewichte der Rollenlager (Abb. 5).

Stützkraft $A=$		85	100	120	140	160	180	200	225	250	275	300 t
Zulässige Verschiebung $v=$		17	20	24	28	32	36	40	45	50	55	60 mm
Grundplatte	Seitenlänge $a=$	460	510	560	610	660	700	740	790	840	880	920 mm
	Rollflächenlänge $a_1=$	360	390	430	470	500	530	560	600	640	670	700 „
	Rollflächenbreite $b_1=$	390	430	470	510	550	590	620	660	700	740	780 „
	Randdicke $s=$	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38 „
	Höhe $h_1=$	50	56	62	68	72	78	82	86	92	96	100 „
Rollen	Durchmesser $d=$	130	140	155	168	180	190	200	214	225	236	250 mm
	Länge $b=$	370	408	446	484	522	560	590	626	664	702	730 „
	Abstand $e=$	200	222	244	266	288	304	320	340	360	380	400 „
	Daumenbreite $d_0=$	50	56	62	68	72	78	82	86	92	96	100 „
	Daumendicke $t=$	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24 „
Deckplatte	Grundfläche a_1 und b_1 wie Rollfläche der Grundplatte											
	Höhe $h_2=$	95	104	108	114	123	132	143	150	158	168	175 mm
	Plattendicke $h_a=$	46	51	54	58	62	66	70	73	77	81	85 „
	„ $h_b=$	42	46	50	53	56	60	63	67	70	74	78 „
	„ $h_c=$	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44 „
	Druckrippe $a_0=$	55	60	65	70	75	80	85	90	94	98	100 „
	„ $b_0=$	270	290	320	350	370	390	410	440	460	480	500 „
Gesamthöhe des Lagers $h=$		275	300	325	350	375	400	425	450	475	500	525 mm
Gewicht	der Grundplatte =	65,8	90,2	120	156	193	235	277	332	400	462	526 kg
	zweier Rollen =	74,2	103,6	139	177	219	262	305	370	435	504	588 „
	der Deckplatte =	63,0	85,4	107	134	166	202	244	281	347	407	462 „
	eines ganzen Lagers =	203,0	279	366	467	578	699	826	983	1182	1373	1576 „

eingegossen, um die Grundplatten und die Rollen beim Versetzen mit Brechstangen oder mit Kranhaken bequem anfassen zu können.

Die Rollendeckplatte erhält die gleiche Grundfläche wie die Rollfläche der Grundplatte. Ihre Oberfläche ist kegelförmig mit einer Neigung von etwa 1 : 4 der Erzeugenden abgedacht, so daß die Platte in den am stärksten beanspruchten Schnitten eine größere Dicke hat als an den Ecken. Die Höhe der Deckplatte ist so gewählt, daß infolge eines Momentes

$$(6)\quad \begin{cases} M_a = \dfrac{A\,b_1}{8} & \text{im Längsschnitt bezw.} \\ M_b = \dfrac{A\,c}{4} & \text{im Querschnitt} \end{cases}$$

die zulässige Spannung von 1,80 t/cm² auf der Druckseite, auf der Zugseite aber etwa die Spannung von 1,20 t/cm² nicht überschritten wird.

Für die Ausbildung der die Brückenlast aufnehmenden Stützfläche werden zwei Lösungen vorgeschlagen, und zwar zunächst

als Linienkipplager für den Fall kleinerer Brückenbreite, also für eingleisige Eisenbahnbrücken mit einem Hauptträgerabstand bis zu etwa 5 m. Hierbei genügt als Druckplatte die Anordnung einer genügend starken Reibplatte aus Breiteisen für jeden Hauptträger nach Abb. 7, die unmittelbar mit den Untergurtwinkeln der Hauptträger vernietet ist, und zwar auch bei zweiwandigen Hauptträgern, wenn die Stützkraft von dem entsprechend (etwa nach Abb. 8) ausgebildeten Steg des Endpfostens durch die Reibplatte in ganzer Breite auf die Druckrippe übertragen wird. Hierbei wird auf die vorbeschriebene Rollendeckplatte eine schmale Druckrippe aufgesetzt, deren Oberfläche nach Abb. 9 schwach zylindrisch gekrümmt ist. Um die Drucklinie leicht und genau bearbeiten zu können, ist in der Mitte eine Arbeitsleiste $A\,A$ anzugießen, die durch Behobeln vollständig beseitigt wird. Die Länge dieser Druckrippe ist jeweils der Breite der Reibplatte entsprechend zu bemessen und durch die beiderseits überstehenden Knaggen begrenzt. Dabei ist auf genügenden seitlichen Spielraum zwischen den

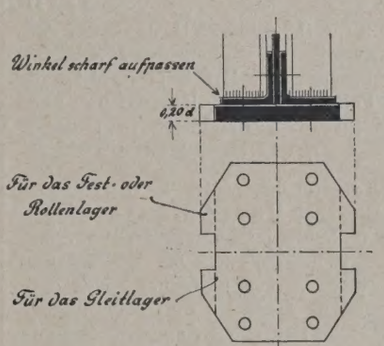


Abb. 7. Reibplatte für Blechträger.

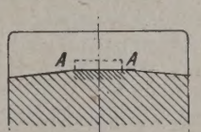


Abb. 9. Längsschnitt durch die Druckrippe.

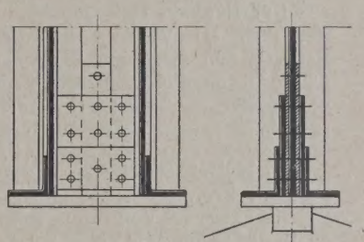


Abb. 8. Stützpfosten von Fachwerkträgern für Verwendung von Reibplatten.

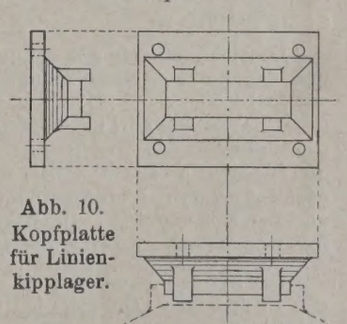


Abb. 10. Kopfplatte für Linienkipplager.

Nutzkanten der Reibplatte und Knaggen zu achten, der aber mit rd. $^1/_{200}$ der Endquerträgerlänge ausreichend bemessen ist.

Der im NV. enthaltene Gedanke, die innere Knagge wegzulassen, ist zweckmäßig dann durchzuführen, wenn an Stelle der glatten Reibplatte eine Kopfplatte von der in Abb. 10 dargestellten Form verwendet wird, deren Abmessungen von Fall zu Fall nach den Abmessungen der Hauptträgerenden festzusetzen wären. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Bau einer Großwasserkraftanlage im Kaukasus.

Von Dr.-Ing. **Enzweiler**, Berlin-Siemensstadt.

Im Jahre 1922 hat der Rat der Stadt Tiflis in Georgien den Bau einer Wasserkraftanlage bei Zemo-Awtschaly, etwa 15 km von Tiflis am Flusse Kura, in Angriff genommen. Die Großwasserkraftanlage, die den Kurafluß ausnutzt, mit einer normalen Wassermenge von 200 m³/Sek. und einem Gefälle von 30 m besteht aus einer etwa 16 m hohen Sperre, einem 4,3 km langen Obergraben und dem Kraftbause. Die Wasserkraftanlage soll i. M. 30 000 PS und höchstens 60 000 PS erzeugen. Der Gesamtkostenaufwand für die Errichtung der Anlage wird mit $2^1/_2$ Mill. Goldrubel zu veranschlagen sein.

Die Arbeiten am Obergraben sind von dem Rate der Stadt Tiflis, der zu diesem Zwecke ein besonderes Baukomitee eingesetzt hat, im Regiebau in Angriff genommen, wobei für die Bewältigung der großen Boden- und Felsmassen gar keine Maschinen zur Verwendung gekommen sind. Demzufolge ist auch die Bauzeit für diesen Teil der Wasserkraftanlage, bei dem allein über 2000 Mann beschäftigt sind, besonders lang.

Der schwierigste Teil dieser Wasserkraftanlage besteht jedoch in der Errichtung der Sperre, da der Kurafluß an der Sperrstelle in einer

nur 50 m breiten Schlucht liegt. Außerdem schwanken die Wassermengen der Kura in Grenzen von 100 m³/Sek. bis 2000 m³/Sek., so daß während der Herstellung der Sperre mit gewaltigen Hochwässern zu rechnen ist. Die Untergrundverhältnisse an der Sperrstelle sind ebenfalls ungünstig, insofern als der tragfähige Fels teilweise 15 m unter der Kurasohle liegt. Zwischen Kurasohle und Fels befindet sich Geröll, das Rammarbeiten nahezu unmöglich macht.

Der Rat der Stadt Tiflis beschloß daher im Jahre 1924, die Sperre nicht im Regiebau auszuführen, und übertrug die Arbeiten der Siemens-Bauunion. Die Kosten beziffern sich auf etwa 1 Mill. Goldrubel.

Das Hauptwehr besteht aus fünf je 13 m breiten Öffnungen, von denen die drei mittleren unter sich gleichen Öffnungen durch einen massiven Wehrrücken abgeschlossen sind. Hierauf sitzen die Wehrpfeiler und die Wehrausrüstung, bestehend aus 7 m hohen und 13 m breiten Stoneyschützen, die einen normalen Betriebsstau von 16 m erzeugen. Die Form der vorderen, schwach geneigten Wand des massiven Wehrkörpers und die der Krone bis zur Dichtungsleiste der Schützen liegt fest, während die Form des Wehrrückens und des Tosbeckens zurzeit durch Modellversuche an Ort und Stelle bestimmt werden.

In der linksufrigen Wehröffnung ist eine Eisklappe von 50 cm Stauhöhe und in der rechtsufrigen Wehröffnung eine selbsttätige Spiegelregelung mittels fünf Saugheber vorgesehen. Die letzteren sollen bis zu 90 m³/Sek. abführen können.

Außer dem Wehre sind noch einige Nebenanlagen, wie Fischpaß, Floßgasse u. dergl., herzustellen.

Die technischen Schwierigkeiten beim Bau bestanden einmal in der Bewältigung des Hochwassers und dann in der Schaffung einer trockenen Wehrbaugrube. Die erste Schwierigkeit ist teilweise von dem georgischen Bauherrn dadurch behoben, daß neben der Sperrstelle durch den Felsen hindurch ein Durchstich angeordnet wurde, der 400 m³/Sek. Wassermenge abzuführen in der Lage ist. Soweit jedoch Hochwasser darüber hinaus vorkommen, dürfte der Durchstich allein für die Bewältigung der Hochwasser nicht mehr in Frage kommen. Diesem Umstande mußte daher auch bei Errichtung der Fangedämme für den Wehrbau Rechnung getragen werden.

Die Fangedämme sind daher mit einem Betonkern von 2 m Stärke ausgebildet, der bis auf den gewachsenen Fels herunterreicht und eine Größthöhe von 20 m erhält. Zu beiden Seiten des Betonkernes sind auf die Geröllschicht Steinschüttungen aufgebracht und über diese Steinschüttung hinweg ein Absturzboden geschaffen, dergestalt, daß der Fangedamm ohne Gefahr für seine Standsicherheit überflutet werden kann. Um die Betonwand des Fangedammes einzubauen, wurde nach Umleitung der Kura ein Steindamm durch das alte Flußbett durchgeschüttet und dahinter eine Spundwand gesetzt. Mit dieser Notmaßnahme gelang es unter Zuhilfenahme von Wasserhaltung die Geröllschicht trocken auszuheben in einem Schlitz von 2 m Breite, der mit Beton ausgefüllt wurde.

Der Betonfangedamm ist sowohl an der Oberwasser- als auch an der Unterwasserseite fertiggestellt und damit die Baugrube für den eigentlichen Sperrenbau vorbereitet. Zurzeit sind die Bauarbeiten in vollem Gange. Sollten die Hochwasser nicht zu größeren Unterbrechungen zwingen, dürfte mit der Fertigstellung der gesamten Sperre noch in diesem Jahre zu rechnen sein.

Es verdient noch hervorgehoben zu werden, daß von der Bauherrschaft für die Arbeiter umfangreiche soziale und sanitäre Anlagen eingerichtet wurden. Die Barackenstadt, die nach unseren Begriffen als großzügig angesprochen werden muß, besitzt u. a. ein massives Krankenhaus, ein massives Badehaus, Klubräume und weiteres mehr.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. April ausgegebene Heft 8 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Prof. Peter Behrens: Industriebau und Stadtgestaltung. Käthe Bruns: Kajüte und Kleinhaus. Regierungspräsident Krüger: Der Wohnungsbedarf in Deutschland.

H. Müller-Breslau †. Der Altmeister der Baustatik, Geh. Regierungsrat Professor Dr.-Ing. ehr. Heinrich Müller-Breslau ist am 23. April kurz vor Vollendung seines 74. Lebensjahres in seiner Wohnung zu Berlin-Grunewald verschieden. Wir behalten uns vor, im nächsten Hefte der „Bautechnik“ in einem Nachrufe aus berufener Feder den äußeren Lebensgang des Verstorbenen zu schildern und seine außerordentliche Bedeutung für die Wissenschaft und die gesamte Bautechnik zu würdigen.

Bezeichnungen in den baupolizeilichen Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen. Der preußische Minister für Volkswohlfahrt hat mit Erlaß vom 25. 2. 1925 — II. 9. Nr. 155 — die Anwendung der auf dem Normenblatt DIN 1350 angegebenen Bezeichnungen seitens der mit der Wahrnehmung der Baupolizei betrauten preußischen Behörden und Beamten angeordnet. Die Bezeichnungen sind u. a. auch in den neuen „Vorschriften für Eisenbauwerke; Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken“ 1925 (erschienen im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) abgedruckt.

Der Sylter Dammbau.[1]) In der Tagespresse sind wiederholt Nachrichten über den Dammbau Festland—Sylt erschienen, in denen auch Einzelheiten über die technischen Ausführungen des im Wattenmeer liegenden Dammteiles enthalten sind, die nach unseren an maßgebender Stelle eingeholten Informationen ein wenig zutreffendes Bild geben. Der Zweck des Dammbaues ist bekannt. Er soll eine durchgehende Eisenbahnverbindung vom Festlande nach der Insel Sylt schaffen, die heute umsomehr nötig ist, als durch die Abtretung der nördlichen schleswigschen Zone an Dänemark der Verkehr nach der Insel über Hoyer-Schleuse stark erschwert ist, wenngleich die dänische Regierung auch einstweilen einen paßfreien Verkehr zuläßt.

Über die technischen Einzelheiten des sehr interessanten und in seiner Art und Ausdehnung einzigartigen Wattenmeerbaues kann erst berichtet werden, wenn der Bau weiter fortgeschritten ist.

Bau des neuen Fischereihafens von Reval. Der alte Fischereihafen entsprach schon längst seinen Anforderungen nicht und bedurfte eines Umbaues, doch von Jahr zu Jahr wurden aus Mangel an Mitteln die Bauarbeiten verschoben. Durch die Einmündung eines städtischen Abflußrohres in das Hafenbecken des alten Fischereihafens war dieser mit der Zeit derart verschlammt, daß er bei niedrigen Wasserständen zum Teil trocken lag, zum Teil nur 60 bis 90 cm Wassertiefe besaß. Infolgedessen konnten die Fischerboote nicht in den Hafen einlaufen, der Fang mußte vielmehr außerhalb des Hafens auf Kähne umgeladen und so ans Land befördert werden. Da eine Vertiefung des Hafens mit Hilfe von Baggern sich hier infolge der geringen Tiefe vor ihm (bis zu einer Entfernung von 0,5 km) nicht bewerkstelligen läßt, anderseits aber auch, um die Arbeit mit Hilfe der Arbeitslosen auszuführen, wurde nach einem Berichte von Dipl.-Ing. Wieckmann im „Revaler Boten“ vor der Mündung des Hafens ein Kastenfangedamm ausgeführt, dann das Wasser aus dem alten Hafenbecken mit Hilfe einer Schleuderpumpe ausgepumpt und nun im Trockenen der Bodenaushub begonnen. Dieser wird so lange fortgesetzt, bis die künftige Wassertiefe im Hafen überall 1,5 bis 2 m betragen wird, wozu rd. 7000 m³ Erde zu fördern sind. Gleichzeitig beginnt man mit dem Bau der neuen 160 m langen Kailinie, die sich jetzt auch im Trockenen leichter, billiger und sauberer ausführen läßt. Der Kai besteht in seinem Unterbau aus den landesüblichen Senkkasten. Dies sind aus Balken zusammengefügte Kasten, die der Reihe nach am Ufer auf der Hafensohle aufgestellt und gegen das Aufsteigen oder gegen Verschiebung durch den Erddruck der Hinterfüllung mit Steinen beschwert werden. Der obere Aufbau wird dann entweder in gleicher Art ausgeführt oder als Mauerwerk auf die Kasten aufgesetzt. Derartige Holzgründungen halten sich unbegrenzt lange, da ja Holz, wenn es ständig unter Wasser ist, nicht fault. Nach Beendigung des Bodenaushubes und des Kaibaues wird das Wasser wieder ins neue Becken hineingelassen, und nach Abbruch des nun unnützen Schutzdammes ist der Hafen fertig. Um die schlechten Folgen des obenerwähnten Abwassergrabens zu beseitigen, ist hier ein besonderes Rohr verlegt worden, das die Abwässer um den Hafen herum unmittelbar ins Meer leitet. Es bleibt dann nur noch die Vertiefung die Hafeneinfahrt übrig, die sich nicht im Trockenen ausführen läßt, und diese verhältnismäßig geringen Massen werden wohl mit Hilfe eines einfachen Floßbaggers gehoben werden müssen. Der neue Fischereihafen dürfte dann seinem Zweck entsprechen und den Fischerfahrzeugen auch bei Sturm Schutz bieten.

Ein Kanal mit Stromoberleitung. Während die Lastkähne auf den Kanälen bisher durch Schleppdampfer oder seitlich auf Böschungstraßen laufende Lokomotiven oder gar durch Pferdezugkräfte gefördert wurden, hat man jetzt in England eine neue Anordnung getroffen, die gegenwärtig auf ihre Brauchbarkeit geprüft wird. Die erste Versuchsstrecke ist kürzlich, wie „Manchester Guardian“ mitteilt, auf dem Staffordshire- und Worcestershire-Kanal in Betrieb genommen worden. Man hat den Kanal zu diesem Zweck ähnlich wie bei den Straßenbahnen mit einer Oberleitung versehen. Am hinteren Teil des Schiffes ist ein Stromabnehmer angebracht; über einen Anlasser wird der Strom dem das Schiff treibenden Elektromotor zugeführt. Um die Schwankungen in der Richtung und dem Abstande des Schiffes von der Leitung auszugleichen, ist der Stromabnehmer nicht als starre Stange, sondern als fahrbarer Rollenabnehmer mit Kabelverbindung zum Schiff ausgebildet.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 10 u. 14.

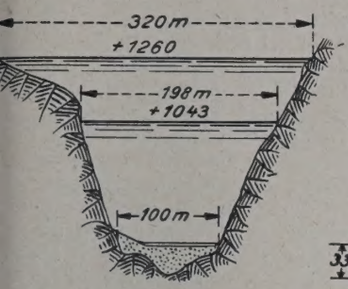


Abb. 1. Stauquerschnitt.

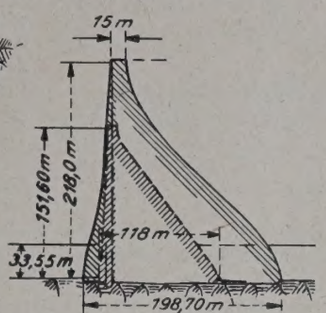


Abb. 3. Querschnitt der Sperrmauer; das vorläufige Profil ist in dem endgültigen punktiert angegeben.

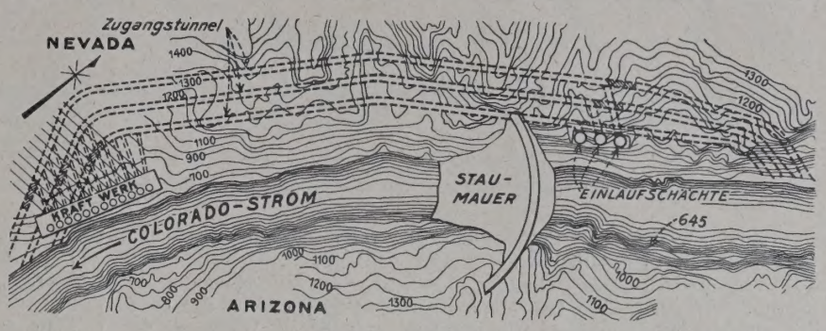


Abb. 2. Lageplan.

Eine Staumauer von 220 m Höhe, die also mehr als doppelt so hoch sein wird als die bisher gebauten höchsten Talsperren, ist nach einer Mitteilung von „Eng. News-Rec." vom 8. Januar 1925 als ein Teil des Bauprogramms für den Ausbau des Colorado-Stromes geplant. Der Black-Canyon-Damm — nicht zu verwechseln mit einer gleichnamigen Staumauer mittlerer Höhe im Payette River in West-Idaho — hat seinen Namen von der Schlucht gleichen Namens ungefähr 48 bis 50 km unterhalb des scharfen Knies, das der bis dahin etwa von Osten nach Westen fließende Strom nach Süden macht. Der Bau an dieser Stelle wird nach der genannten Quelle als die unter den obwaltenden örtlichen Verhältnissen vorteilhafteste Lösung bezeichnet, doch standen und stehen noch eine Reihe anderer Vorschläge ebenfalls zur Erörterung. Ein Gesetz zur Bewilligung der sich auf 70 Mill. $ belaufenden Kosten für den Gesamtentwurf, d. h. den sogenannten allamerikanischen Kanal und die Staumauer, die sogenannte Swing-Johnston-Bill, ist beim Kongreß eingebracht, und der Senat beschäftigt sich zurzeit mit den Einzelheiten der noch viel umstrittenen Frage. Ein zweiter Gesetzvorschlag, die Frederics-Bill, geht zunächst erheblich weniger weit und sieht vorerst nur eine Staumauer vor als die Grundlage für einen weiteren und umfassenderen Ausbau des Colorado-Stromes für die Zwecke der Schiffahrt und der Wasserkraftgewinnung.

Auch der Bau der Mauer soll danach in zwei Abschnitten vor sich gehen, und zwar soll zunächst eine 151,60 m hohe Mauer von strengem Dreieckquerschnitt mit annähernd senkrechter Vorderseite und 118 m Fußbreite ausgeführt werden, die nach Abb. 3 alsdann den Kern für das später auszuführende endgültige Bauwerk von 218 m Stauhöhe und 198,70 m Fußbreite bildet. Die Kronenlänge der geplanten Mauer beträgt nur 320 m, wird also von einer ganzen Reihe — auch deutscher — Ausführungen übertroffen. Die Kronenbreite ist mit 15 m vorgesehen; das Profil der zu sperrenden Schlucht ist aus Abb. 1 ersichtlich, Abb. 2 gibt den Lageplan nach dem vorläufigen Entwurfe wieder. Ki.

Talsperre bei Oberaudorf. Vor kurzem wurde nahe der bayerisch-tirolischen Landesgrenze in Oberaudorf eine Talsperre ihrer Bestimmung übergeben. Durch eine Staumauer von 12 m Höhe und einer größten Länge von 100 m wurde ein Becken von 600 m Länge und 90 m Breite mit einem Fassungsvermögen von 70 000 m³ geschaffen. Das Einzugsgebiet der Talsperre beträgt 6 km². Da der Stausee hauptsächlich von Quellwasser gespeist wird, ist weder mit Eisbildung noch mit einer Auflandung zu rechnen. Die Werkwassermenge wird in einer 300 m langen Rohrleitung von 650 mm l. Durchm. den Turbinen zugeführt, die bei einem Gefälle von 83 m eine Leistung von 600 PS ergeben.

Außer den Gemeinden Ober- und Niederaudorf zählen zu den Stromabnehmern: das Kiefersfeldner Portlandzementwerk und die Sensen Union A.G., Mühlbach. F. F.

Fortschritte im Wasserkraftausbau Deutschösterreichs. Am 10. Mai 1924 fand der Durchschlag des Druckstollens beim Teigitschkraftwerk der Steirischen Wasserkraft- und Elektrizitäts-A.-G. statt, am 28. März 1925 konnte bereits der Betrieb des Kraftwerks feierlich eröffnet werden. Die beiden im ersten Ausbau zur Aufstellung gelangten Turbinen sind Einfachspiralturbinen mit liegender Welle, die für je 15 000 PS Höchstleistung bei 750 Umdrehungen/Minute konstruiert sind. Die ausgenutzte Gefällhöhe beträgt 240 m.

Das Teigitschwerk ist als Speicherwerk mit einem Tagesausgleichbecken von 300 000 m³ Nutzinhalt ausgestattet und wird im Vollausbau eine installierte Höchstleistung von 46 000 PS aufweisen. F. F.

Die Inbetriebnahme des Spullerseewerkes. Seit mehreren Monaten verkehren bereits auf Teilstrecken der Arlbergbahn elektrische Züge. Das Hauptwasserkraftwerk, das für den Betrieb der Arlbergbahn den nötigen Strom liefert, das Spullerseewerk, ist nun so weit vollendet, daß die Maschineneinheiten das erste Mal in Gang gesetzt werden konnten. Der Ring der Großwasserkraftanlagen schließt sich allmählich. Das Walchenseewerk ist in Betrieb, bei der Mittleren Isar wurde der Betrieb vor kurzem aufgenommen, seit dem 24. Dezember laufen auch schon die Turbinen des größten deutschen Kraftwerkes in Töging am Inn; neulich fand die Eröffnung des Partensteinkraftwerkes in Österreich statt, und nunmehr folgt das Spullerseewerk.

Durch Errichtung einer Staumauer wurde aus dem Spullersee ein großes Speicherbecken geschaffen, aus dem bereits am Vortage Wasser in das Wasserschloß eingelassen wurde. Die Verschlüsse des 2 km langen Stollens wurden geöffnet, und das Wasser strömte durch die in dem Stollen verlegte 1,5 m weite eiserne Rohrleitung. Das zum größten Teile im Berg liegende Wasserschloß ist als Schacht ausgebildet, der bei einem Durchmesser von 4 m eine Höhe von 50 m aufweist und wegen des schlechten und mürben Gesteins und des bedeutenden Druckes innen eine Eisenauskleidung erhalten hat.

Als der Absperrschieber der ersten Turbine geöffnet wurde, stürzten die Wassermassen mit großer Geschwindigkeit zu Tale. Die Turbine kommt in Gang. Nur wenige Minuten vergehen, und die volle Umdrehungszahl (300 in der Minute) ist erreicht. Auch der mit der Turbine unmittelbar gekuppelte Generator von 8000 PS arbeitet ruhig und anstandslos, ebenso andere Aggregate.

Die Generaldirektion der österreichischen Bundesbahnen will nun zunächst das Verhalten der Maschinen bezüglich des Wirkungsgrades und der Leistungsfähigkeit beobachten und ausprobieren. Fällt dies gut aus, dann kann der elektrische Betrieb auf der Strecke Innsbruck—Langen einschließlich des Arlbergtunnels aufgenommen werden.

Dipl.-Ing. Franz Falschlunger.

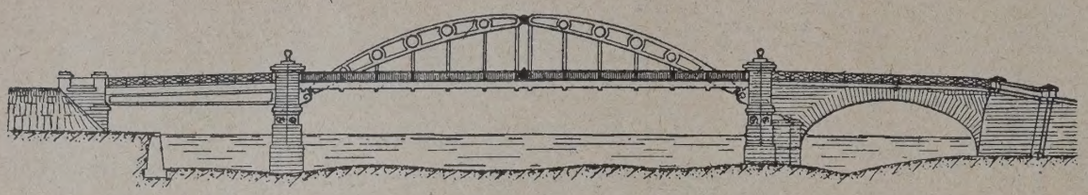
Das Staubecken bei Ottmachau. Der seit langem bestehende Plan, die für eine rationelle Wasserwirtschaft unbefriedigende Wasserführung der Oder, unter der die Schiffahrt jahraus, jahrein besonders in den Sommermonaten zu leiden hat, so daß wochenlang kein Schiff verkehren kann, durch Anlage eines ausgedehnten Staubeckens in der Glatzer Neiße auszugleichen, ist jetzt, wie die Dtsch. Tagesztg. schreibt, vom Reichsverkehrsministerium wieder aufgenommen worden, indem es die Ansicht vertritt, daß hier ein durchgreifender Wandel geschaffen werden muß, da bei dem Fortbestehen der gegenwärtigen Zustände die Oderschiffahrt in ihrem Bestande bedroht ist.

Für die Staubeckenanlage kommt das Gebiet des Oberlaufes der Glatzer Neiße bei Ottmachau an der Eisenbahnstrecke Camenz—Neiße in Betracht. Hier soll durch Herstellung eines Erddammes mit genügender Dichtung ein großer Talkessel abgeschlossen werden, der in einen See umgewandelt wird. Bei einer durchschnittlichen Anstauung des Wassers in Höhe von 5 bis 6 m wird das Staubecken 120 Mill. m³ Wasser aufnehmen können. Diese Wassermenge wird als ausreichend betrachtet, um einen genügenden Wasserstand in der Oder zu gewährleisten und die Schiffahrt mit voller Ladetiefe zu ermöglichen. Durch das Staubecken wird das ganze Jahr hindurch die Schiffahrt vonstatten gehen können, wodurch die Beförderung landwirtschaftlicher Erzeugnisse, von Baustoffen, Kohlen usw. in anderem Maße als bisher sich bewerkstelligen läßt.

Die durch die Stauanlagen hervorzurufende Wiederneubelebung der Oderschiffahrt besitzt eine nationale und volkswirtschaftliche Bedeutung insofern, als infolge des Ausscheidens der Eisenbahn aus der Tarifhoheit des Reiches den Wasserstraßen eine gesteigerte Verkehrsaufgabe zufallen wird. Die Provinzen Ober- und Niederschlesien, Brandenburg und Pommern mit ihren ausgedehnten landwirtschaftlichen, Handels- und Industriebetrieben, die unter dem mangelhaften Wassertransport auf der Oder zu kämpfen haben, bekunden ein lebhaftes Interesse an der Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse dieser Wasserstraße.

Die in der Angelegenheit eingeleiteten und schwebenden Verhandlungen über die Kapitalaufbringung lassen den Schluß zu, daß den untragbaren Zuständen auf der Oder schon in nicht allzu ferner Zeit die langersehnte Besserung kommen dürfte.

Eine Dreigelenk-Bogenbrücke in Eisenbeton wird demnächst als Ersatz für die beim Andrängen der deutschen Heere im August 1914 von französischer Seite gesprengte, 34 km vor Paris zwischen



Beaumont-sur-Oise und Persan über die Oise führende Eisenfachwerkbrücke fertiggestellt werden. Das in vorstehender Abbildung wiedergegebene Bauwerk besteht nunmehr — nach einem preisgekrönten Wettbewerbsentwurf von Rabut — aus der von den Dreigelenkbogen überspannten Mittelöffnung von 50 m Weite, einem Eisenbetonplattenbalken von 18,20 m Spannweite über die nach Persan gelegene Seitenöffnung und dem unverändert gebliebenen, noch aus dem Jahre 1872 stammenden gemauerten Bogen an dem Beaumont zugekehrten Ufer.

Der Dreigelenkbogen ist links auf einen neu hergestellten Pfeiler, rechts auf den bisherigen gegründet und durch die Überbauten der Seitenöffnungen gegen die Uferwiderlager noch besonders abgesteift; er trägt die ebenfalls in Eisenbeton ausgeführte Fahrbahn an beiderseits je 12 Flußstahl-Hängestangen von 52 mm Durchm. und hat zu beiden Seiten des Scheitelgelenks Querversteifungen in Gestalt X-förmig gekreuzter Eisenbetonstreben. Die Breite der Fahrbahn ist 6 m, die der Fußwege zu beiden Seiten je 1,20 m. Der Aufsatz von Malet im Januarheft von „Ciment", dem wir die vorstehenden Angaben entnehmen, bringt keine Aufschlüsse über Entwurf und Bauausführung der besonders leichten und gefälligen Brücke, namentlich auch nicht über die Ausbildung des durch seine Spannweite von über 18 m bemerkenswerten Plattenbalkens. Die Gründung des für diesen neu herzustellenden Pfeilers bereitete übrigens Schwierigkeiten dadurch, daß dafür zunächst eiserne Senkkasten vorgesehen waren, die den Boden mit etwa 4 kg/cm² belastet hätten. Erneute Probebohrungen ergaben jedoch bei Beginn der Arbeiten in tieferen Lagen moorige Schichten, so daß die genannte Beanspruchung als zu hoch erschien, der Pfeiler wurde daher auf 52 etwa 10 m lange und mit einer Durchschnittsbelastung von rd. 26 t beanspruchte Eisenbetonpfähle in schachbrettförmiger Anordnung gegründet. Ki.

Neue preußische Ministerial-Bestimmungen für den Eisenhochbau vom 25. Februar 1925. Die erfolgreiche Verwendung des hochwertigen Baustahls St 48 im Brückenbau, die durch die neuen „Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (B. E.)" vom 25. 2. 1925 geregelt ist, hat auch die Einführung dieses Werkstoffs in den Eisenhochbau zur Folge gehabt. Eine Ergänzung der bisher für den Eisenhochbau geltenden „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe" vom 24. 12. 1919 war deshalb nicht zu vermeiden. Um die erwünschte Einheitlichkeit der Bestimmungen auf den beiden Hauptgebieten des Eisenbaues, dem Eisenhochbau und dem Brückenbau, herzustellen, sind insbesondere die Abschnitte DI und IIa der Vorschriften vom 24. 12. 1919 ersetzt worden durch neue, ebenfalls vom 25. 2. 1925 datierte „Bestimmungen des preußischen Ministers für Volkswohlfahrt betr. die zulässige Beanspruchung und Berechnung von Konstruktionsteilen aus Flußstahl und hochwertigem Baustahl sowie aus Gußeisen, Stahlguß (Stahlformguß) und geschmiedetem Stahl in Hochbauten", die als Anhang zu den älteren Bestimmungen vom 24. 12. 1919 zugleich mit diesen im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66, erschienen und von dort zum Preise von 1,50 R.-M. (geh.) zu beziehen sind.

Von einer ausführlichen Besprechung der neuen, für den Eisenhochbau äußerst bedeutungsvollen Bestimmungen an dieser Stelle möge abgesehen werden, da die Kenntnis des genauen Wortlauts ohnehin für den Gebrauch nicht zu entbehren ist und die Bestimmungen selbst so klar abgefaßt sind, daß irgendwelche Erläuterungen dazu sich erübrigen dürften.

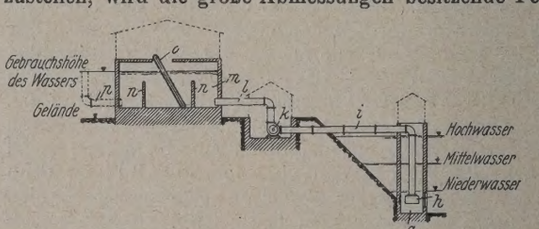
Besonders hingewiesen sei hier nur auf die neuen ausführlichen Vorschriften über die Berechnung eiserner Träger, die sich auf Grund der Ergebnisse von Untersuchungen über die Konstruktion und wirtschaftliche Verbesserung der Trägeranschlüsse als erforderlich herausgestellt haben. Es ist dort vor allem genau angegeben, unter welchen Bedingungen und in welchem Umfange die Annahme verringerter Feldmomente infolge von teilweiser Einspannung von solchen eisernen Trägern zulässig ist, die zur Unterstützung von Decken und Wänden in Geschoßbauten dienen und an andere, gleichgerichtete Träger oder an Stützen angeschlossen sind. Ls.

Tunnelbau am Huntington-See. In der Nähe des Huntington-Sees in Kalifornien ist nach der „Magdeb. Ztg." seit vier Jahren in Verbindung mit der Errichtung einer Wasserkraftstation ein Tunnelbau im Gange, der nach seiner Vollendung der größte seiner Art sein wird. Der Bau wurde, wie üblich, von zwei Seiten her zu gleicher Zeit in Angriff genommen. Wie sich bei dem Zusammenkommen der beiden Arbeitergruppen in Tunnelmitte herausstellte, trafen die beiden Tunnelöffnungen fast genau aufeinander. Die Abweichung, die nur einige Zentimeter beträgt, ließ sich leicht ausgleichen. Der Tunnel wird um $1^1/_2$ engl. Meilen länger sein als der Simplon-Tunnel, der bisher als der größte Tunnelbau der Welt galt. Der neue Tunnel verbindet den Huntington-See mit einer Wasserkraftanlage und bringt einen Plan zum Abschluß, dessen Ausarbeitung vor zwölf Jahren von einer südkalifornischen Gesellschaft begonnen wurde.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Einlaufbauwerke mit Kläranlage (Kl. 84a, Nr. 403 986, v. 1. 11. 1922, Wayss & Freytag A.-G. Niederlassung Hamburg in Hamburg). Um bei derartigen Anlagen den Einbau schwieriger und umfangreicher Teile, z. B. der Feinrechenkammer usw. in das Wasser zu vermeiden, und in der Hauptsache ein billigeres Landbauwerk herzustellen, wird die große Abmessungen besitzende Feinrechenkammer derart hochgelegt, daß sie außerhalb des Wasserspiegels des Betriebswassers liegt. Im Bereich des Betriebswassers wird ein verhältnismäßig kleines schachtförmiges Entnahmebauwerk errichtet, in das die Saugleitung der jetzt vor die Feinrechenkammer gelegten Pumpenanlage eingeführt ist. Die Pumpe pumpt das Wasser aus dem Entnahmeschacht und drückt es in die Feinrechenkammer. Innerhalb des Gewässers liegt also nur der Entnahmeschacht, und dieser kann durch einen Saugkorb mit äußerem Schutz ersetzt werden. Die Pumpenanlage ist zwischen der Grobrechen- und der Feinrechenkammer angeordnet.



Personalnachrichten.

Baden. Versetzt sind: die Bauräte E. Penk bei der Wasser- und Straßenbaudirektion zum Rheinbauamt Offenburg und Erwin Maier bei diesem Bauamt zum Wasser- und Straßenbauamt Konstanz.

Preußen. Versetzt sind: die Regierungsbauräte Timm, Meppen, an die Regierung in Stade und Rehders, Fulda, an das Kultur- und Wasserbauamt in Stade; die Regierungs- und Bauräte (W.) Krieg, Cassel, an die Regierung in Schleswig, Vollmer (bisher beurlaubt) an die Elbstrombauverwaltung in Magdeburg; die Regierungsbauräte (W.) W. Schumacher, Fürstenwalde a. d. Spree, an das Wasserbauamt in Potsdam und Thorwest, Potsdam, an das Wasserbauamt in Fürstenwalde a. d. Spree; die Regierungsbaumeister (W.) Kienast, Schwedt a. d. Oder, an das Wasserbauamt in Eberswalde, Jessen, Königsberg i. Pr., an das Kanalbauamt in Oebisfelde und Seidel von Meppen nach Helgoland.

Die Staatsprüfung haben bestanden: F. Schmitz-Lenders, P. Heins (Wasser- und Straßenbaufach); H. Domwirth, W. Fischer (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Gestorben sind: der Regierungsbaurat Podehl, Vorstand des Wasserbauamts in Küstrin, der Geh. Baurat H. Schilling, Bonn, früher Mitglied der Eisenbahndirektion Köln, der Geh. Baurat W. Roßkothen, Berlin, früher Mitglied der Eisenbahndirektion Altona, und der Königl. Baurat August Meyer, Berlin, früher Direktor der Großen Berliner Straßenbahn.

INHALT: Das Wesen des Gußbetons. — Bau der Lidingöbrücke bei Stockholm. (Schluß.) — Vorschlag für ein einheitliches Brückenlager. — Bau einer Großwasserkraftanlage im Kaukasus. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — H. Müller-Breslau †. — Bezeichnungen in den baupolizeilichen Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen. — Sylter Dammbau. — Bau des neuen Fischereihafens von Reval. — Kanal mit Stromoberleitung. — Staumauer von 220 m Höhe. — Talsperre bei Oberaudorf. — Fortschritte im Wasserkraftausbau Deutschösterreichs. — Inbetriebnahme des Spullerseewerkes. — Staubecken bei Ottmachau. — Dreigelenk-Bogenbrücke in Eisenbeton. — Neue preußische Ministerial-Bestimmungen für den Eisenhochbau vom 25. Februar 1925. — Tunnelbau am Huntington-See. — — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

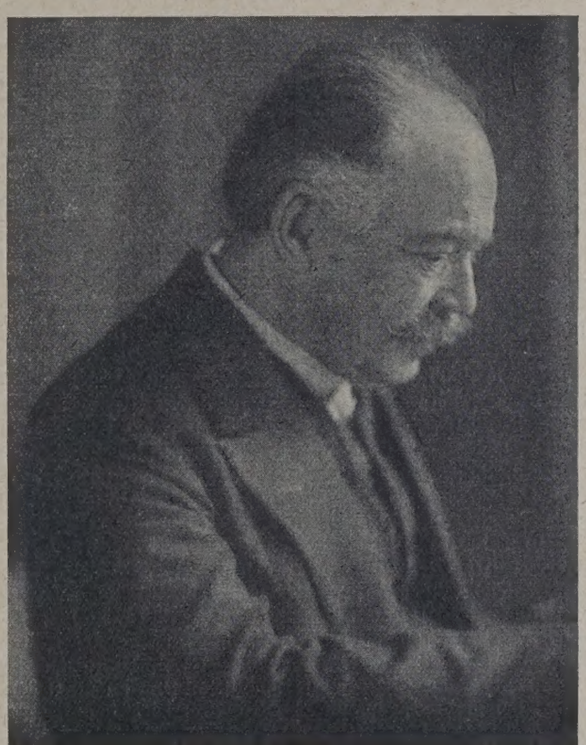
DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 8. Mai 1925 Heft 20

Alle Rechte vorbehalten.

Müller-Breslau †.

Einer der Großen aus dem Reiche der Technik ist dahingeschieden! Heinrich Franz Bernhard Müller-Breslau ist kurz vor Vollendung des 74. Lebensjahres nach längerer Krankheit am 23. April gestorben.[1]) Vom Krankenlager kamen in letzter Zeit günstige Nachrichten. Eine Erholungsreise stand bevor. Trügerisch waren aber alle Hoffnungen. Der unerbittliche Tod hat die Arbeit dieses Unermüdlichen, der noch voller Pläne steckte, abgeschlossen. Der trauernden Nachwelt möge der Glanz und Ruhm seiner unsterblichen Lebensarbeit Trost spenden.



In Breslau als Sohn eines Kaufmanns am 13. Mai 1851 geboren, besuchte er das Realgymnasium seiner Vaterstadt und trat 1869 nach der Reifeprüfung bei den Pionieren in Koblenz als Avantageur ein. 1870 zog er mit ins Feld. Seine Kriegstätigkeit, die mit jugendlicher Begeisterung ausgeübte Wiederherstellung gesprengter Brücken und Eisenbahnen in Feindesland, und die hervorragende mathematische Begabung veranlaßten ihn nach Kriegsende zum Studium der Ingenieurwissenschaften. Er hörte in Berlin Vorlesungen nach freier Wahl sowohl an der Gewerbeakademie wie an der Universität. Schon als Student schrieb er über Festigkeitslehre und hielt Vorträge über Statik für die Prüflinge des zweiten Staatsexamens. 1875 eröffnete er ein Bureau als Zivilingenieur in Berlin und entfaltete sowohl auf literarischem als auch auf praktischem Gebiete eine namhafte und fruchtbare Tätigkeit. Die Aufmerksamkeit der Fachwelt lenkte er besonders durch sein erstes Werk „Theorie und Berechnung der eisernen Bogenbrücken“ (Berlin 1880) auf sich. Es folgten Abhandlungen, durch die er neuere gangbare Wege und Rechnungsverfahren für statisch unbestimmte Bauarten einführte: Balken mit versteifter Kette, durch einen Balken verstärkte steife Bogen, durchlaufende Träger mit drei Stützpunkten, Versteifung labiler und flexibler Bogenträger und ferner die Elastizitätstheorie der Tonnengewölbe.

Die Technische Hochschule in Hannover hat sich das Verdienst erworben, dem jungen Ingenieur ohne Berufsprüfung die akademische Laufbahn zu eröffnen. Im Herbst 1883 wurde Müller-Breslau zur Unterstützung des alternden W. Launhardt auf dem Lehrgebiete der eisernen Brücken nach Hannover berufen. Nun folgte eine außerordentlich fruchtbare, wissenschaftliche Tätigkeit. Die wenigen, die wie der Verfasser das Glück hatten, damals seine ersten Vorlesungen in Hannover über „statisch unbestimmte Systeme, gelöst nach dem Prinzip der kleinsten Formveränderungsarbeit“ zu hören und unter seiner Leitung und in dauernder freundschaftlicher Mitarbeit Zweigelenk-Bogenbrücken und versteifte Hängebrücken zu bearbeiten, ahnten bereits, welche neue Entwicklung die Statik unter seiner Führung nehmen würde. Seine Forschungen und Wege durch diese zukunftsreichen Gebiete des Eisenbaues und Ingenieurwesens kamen auch bald durch sein Werk: Neuere Methoden der Festigkeit und Statik der Baukonstruktionen (Leipzig 1886—1904) an die Öffentlichkeit. Ferner erschienen Abhandlungen in den verschiedensten Zeitschriften, die eine Vertiefung und Vereinfachung der früher veröffentlichten Theorien über den durch Balken versteiften Bogen, Elastizitätstheorie der nach der Stützlinie geformten Tonnengewölbe, statisch unbestimmte Bogenträger, Theorie des Fachwerks usw. nach den oben genannten Vorlesungen brachten. Auch fand schon in Hannover eine Befruchtung seiner theoretischen Tätigkeit durch praktische Anwendung statt, wie z. B. durch seine Entwürfe zur Ihmebrücke und zur Markthalle in Hannover. Auch seine Erfindung der Tangentialführung von Gasbehältern gehört in diese Zeit. Als dann im Jahre 1888 der Lehrstuhl für Statik und eiserne Brücken an der Berliner Hochschule durch den Tod Winklers frei wurde, genoß er bereits solches Ansehen, daß er als ordentlicher Professor nach Berlin berufen wurde. Hier hat er dann bis zu seinem Tode in 36jähriger Tätigkeit segensreich als Lehrer, Forscher und beratender Ingenieur gewirkt. Er hat Meisterhaftes geschaffen, und seine Lehren sind von einem großen Kreise von Schülern und Verehrern in alle Welt getragen. Denn es ist wohl nicht zuviel gesagt, daß die Abteilung für Bauingenieurwesen der Berliner Hochschule durch ihn jahrelang eine große Anziehungskraft ausgeübt hat. So ist eine Schule Müller-Breslau entstanden, aus der die meisten führenden Ingenieure der Praxis und hervorragende Lehrkräfte an deutschen und außerdeutschen Hochschulen hervorgegangen sind.

Von dauerndem Werte sind und bleiben seine schöpferischen Arbeiten auf theoretischem Gebiete zunächst als einzelne Abhandlungen, dann in mehr und mehr gereifter und abgerundeter Gestalt als Lehrbücher, die zu den klassischen Werken der Ingenieurwissenschaften der ganzen Welt gehören. Sie sind in die meisten Kultursprachen übersetzt. Es muß zugleich hervorgehoben werden, daß seine fruchtbarsten theoretischen Forschungen zum großen Teil aus Anregungen enstanden sind, die ihm aus der Praxis als Berater in schwierigen Fällen zugeflossen sind, oder die er durch eigene Versuche aufgesucht hat. Im Rahmen dieses Nachrufes ist es auch nicht annähernd möglich, ein erschöpfendes Bild davon zu geben. Kein Gebiet der Festigkeitslehre gibt es, das nicht von ihm durchforscht und aufgeklärt worden wäre. So wurde ihm bald nach seiner Übersiedlung nach Berlin die konstruktive Bearbeitung des Berliner Doms vom Fundament bis zur Kuppel übertragen. Hierbei entstanden seine Beiträge zur Theorie der Kuppel- und Turmdächer, mit der er die Berechnung achtseitiger Turmpyramiden verband, die in der Z. d. V. d. I. 1898 und 1899 veröffentlicht sind. Der Entwurf für den Kaisersteg in Oberschöneweide und dessen Bauausführung, wozu der Verfasser hinzugezogen war, zeigt ihn auch als feinfühligen Künstler und Schöpfer schönheitlich gestalteter Eisenbauten. Hier brachte er ein mehrfach statisch unbestimmtes Tragwerk als Verbindung eines über vier Stützen durchlaufenden Trägers mit Mittelstoß mit einem Stabbogen zur Ausführung, wo die Gurte in edlen, nach statischen Gesetzen gekrümmten Linien geführt sind. Schon in den neunziger Jahren beschäftigte ihn die Kriegsbrückenfrage, namentlich das Lübbeckesche System, wodurch das mehrfache Netzwerk in den Kreis seiner Theorien trat. Einer Erforschung des Erddrucks widmete er seine besondere Aufmerksamkeit, der auch die Schaffung einer der Hochschule angegliederten Versuchsanstalt für Statik der Baukonstruktionen ihr Entstehen verdankt. In dieser Anstalt hat er in Verbindung mit den Arbeiten der Materialprüfungsanstalt Berlin-Dahlem auf Veranlassung des Deutschen Eisenbauverbandes auch das Knickproblem einfacher und gegliederter Stäbe verfolgt. Ausgelöst wurde diese Aufgabe durch den Einsturz eines Gasbehälters in Hamburg 1910,

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 19, S. 258.

dessen Ursachen Müller-Breslau zu begutachten hatte. Im „Eisenbau“ 1911 erschien die erste Abhandlung über exzentrisch gedrückte Stäbe und über Knickfestigkeit, der viele andere, so 1919 im „Zentralblatt der Bauverwaltung“ und 1923 im „Bauingenieur“, folgten, ein Thema also, das erst in jüngster Zeit zur Ruhe gekommen zu sein scheint. In hervorragender Weise wurde bei der Gestaltung des starren Luftschiffes durch den Grafen Zeppelin sein Rat namentlich bezüglich der räumlichen Versteifung in Anspruch genommen. Kein Wunder, daß nach Ausbruch des Weltkrieges Müller-Breslau als Berater des Kriegsministeriums tätig war, nicht nur für den Bau von Luftschiffen in der Zeppelinschen und Schütte-Lanzschen Bauart, sondern auch für die Gestaltung von festen und drehbaren Luftschiffhallen. Letztere führten zu ganz neuen statischen Aufgaben, zu Trägern auf mehreren Stützen mit vielfachem Netzwerk, wodurch die Auflösung mehrgliedriger Gleichungen mit fünf, sieben und neun Unbekannten erforderlich wurde. Darüber hat er im „Eisenbau“ 1916 und 1917 geschrieben. Auch der Flugzeugbau beanspruchte ihn mit großem Erfolg. Aus dieser Tätigkeit entsprangen in der „Zeitschrift für Flugtechnik“ 1918, 1919 und 1920 die Arbeiten über die Tragflächenholme als Aufgaben der Theorie durchlaufender Balken auf elastischen Stützen mit gleichzeitiger Druckbeanspruchung. Von Anfang an bis in die letzten Jahre seines Lebens beschäftigten ihn, wie aus vorstehenden Angaben hervorgeht, die Probleme aus der Praxis, die ihm stets gegenüber der Hörsaal- und Studierzimmerarbeit eine willkommene, reizvolle Abwechslung bot.

Über sein größtes Lebenswerk „Die graphische Statik der Baukonstruktionen“ erübrigt es sich, viel zu sagen. Welcher Fachmann in der ganzen Welt kennt es nicht? Es bildet so recht eigentlich das Erzeugnis aller Einzeltätigkeiten seiner Lebensarbeit und seines hohen Pflichtgefühls, der Mit- und Nachwelt in immer neu geprüfter Form und mit neu hinzugefügtem Inhalt das zu geben, was sich seinem Genie eingab. In vielen Auflagen, in vielen Sprachen sind die einzelnen Teile erschienen, die immer früher vergriffen waren, als die neue Auflage erschien. Der erste Band, der die statischen Grundlagen und statisch bestimmten Tragwerke enthält, ist wie die I. Abteilung des zweiten Bandes mit der Formänderung ebener Fachwerke und den ebenen statisch unbestimmten Fachwerken in fünf Auflagen erschienen. Die II. Abteilung des zweiten Bandes hat zwei Auflagen erlebt. Die Lebenskraft des Verstorbenen hat an der Schaffung der letzten Auflage gewaltig gezehrt. Sie ist sein Letztes und kurz vor Beginn seiner Krankheit im November 1924 vollendet und 1925 erschienen. Das nächstbedeutende Werk „Die neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen“, das 1886 zuerst erschien, hat seine fünfte Auflage 1924 erlebt. Schießlich ist noch sein 1906 erschienenes Werk über „Erddruck auf Stützmauern“ zu erwähnen, das durch die Darstellung seiner Erddruckversuche sein besonderes Interesse und Geschick auch auf diesem ungeklärten Gebiete zeigte.

Nicht unbedeutend ist seine Mitwirkung bei dem Ingenieur-Taschenbuch „Hütte“, herausgegeben vom akademischen Verein „Hütte“, dessen eifriges Mitglied und Ehrenmitglied er über 50 Jahre gewesen ist. Überhaupt widmete er sich gern, namentlich in früheren Jahren, als die Rücksicht auf seine Gesundheit ihn noch nicht zur Vorsicht und Zurückgezogenheit von geselligen Veranstaltungen zwangen, studentischen Interessen und dem Frohsinn in Fachkreisen. Wenn wir ihn in den letzten Jahren wiederholt bei den größeren beruflichen Tagungen, besonders beim Deutschen Eisenbauverbande in Dresden und noch 1924 in Stuttgart in lebhafter Teilnahme an allen Verhandlungen fanden, so erwuchs hieraus die leider getäuschte Hoffnung, daß sich seine Gesundheit gekräftigt hatte und er als emeritierter Professor in größerer Ruhe sich den bedeutenden wissenschaftlichen Arbeiten widmen konnte, die seinen nimmer müden Geist noch beschäftigten, z. B. besonderen Problemen des Brückenbaues. Seine Vorlesungen waren bis in die letzte Zeit seiner Hochschultätigkeit anziehend und grundlegend für den jungen Nachwuchs. Seine gewinnende Persönlichkeit, seine klare Sprache und Ausdrucksweise, aus der in völlig freier Rede sein bedeutender Geist mächtig hervortrat, fesselte seine Hörer von Anfang bis zu Ende. Dabei trug er in seinen besten Jahren, wo er nur an zwei Tagen wöchentlich Vorlesungen zu halten pflegte, sechs Stunden, d. h. drei zweistündige Kollegs hintereinander vor, ohne daß seine Frische und Lebhaftigkeit gegen Schluß nachließ. Nicht gering waren die Anforderungen, die er an die Aufnahmefähigkeit der Studierenden stellte, und es waren ihrer nicht wenige und nicht gerade die schwächsten, die seine Vorlesungen gern zweimal hörten. Wenn er auch als Prüfer gefürchtet war, so war er in Wirklichkeit von herzlicher Liebenswürdigkeit, sobald er erkannte, daß der Prüfling seinen Ansprüchen nahekam. Daß er so auf Generationen von Schülern — in den neunziger Jahren waren es ihrer mehrere Hundert, die zu seinen Füßen saßen oder wegen Überfüllung im Hörsaal standen — einen unvergeßlichen Eindruck gemacht hat, darf daher nicht wundernehmen. Die Verehrung des geliebten Lehrers war unbegrenzt und dauernd. Er blieb der Berliner Hochschule, die er liebte, treu, obwohl ihm von anderen großen Hochschulen vielfach glänzende Angebote gemacht wurden. Wo er in der statischen Literatur Fehler fand, war er ein mutiger Kämpfer. Seine Veröffentlichung über das Raumfachwerk in der Z. d. V. d. I. ist entstanden als sachliche Erwiderung, die ihren besonderen Anreiz dadurch empfing, daß ihn der Gegner aus der Praxis zu den „Theoretikern des Raumfachwerks“ zählte. Scharf ging er auch vor, als es sich um die Verteidigung seiner Theorie des mehrfachen Fachwerks handelte.

Bei der hervorragenden Bedeutung dieses Mannes und der allgemeinen Liebe zu seiner geistig glänzenden, äußerlich bescheidenen Persönlichkeit ist es selbstverständlich, daß alle höchsten Ehrungen im Leben der Wissenschaft ihm erteilt wurden. Der schon früh zum Geheimen Regierungsrat ernannte Professor wurde zweimal zum Rektor gewählt. Schon 1889 wurde er Ordentliches Mitglied der preußischen Akademie des Bauwesens, 1901 Ordentliches Mitglied der preußischen Akademie der Wissenschaften. Letzteres erfüllte ihn als Ingenieur mit großer Freude. Er nahm lebhaften Anteil an den Verhandlungen der Akademie der Wissenschaften und hat wiederholt über seine Arbeiten berichtet, wodurch er sich und den Ingenieurwissenschaften große Anerkennung unter den Männern der Wissenschaften erwarb, was mir von meinem nachbarlichen Freunde, dem verstorbenen großen Chemiker Emil Fischer, öfters bestätigt worden ist. 1902 erhielt er die große goldene Medaille für Verdienste um das Bauwesen und wurde Ehrenmitglied der American Academy of Arts and Sciences zu Boston. Die Technische Hochschule zu Darmstadt ernannte ihn 1903 zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber. Hierbei sei eingeschaltet, daß dem großen Einfluß Müller-Breslaus in erster Linie es zu danken ist, daß den technischen Hochschulen gelegentlich der Jahrhundertfeier der Berliner Hochschule im Jahre 1899 das Promotionsrecht neben den Universitäten erteilt wurde. Im Jahre 1908 ernannte ihn die Schwedische Akademie der Wissenschaften zu Stockholm zu ihrem Mitgliede. 1913 wurde Müller-Breslau, was ihn wieder im Interesse des Ingenieurstandes ehrte, zum Mitgliede des Preußischen Herrenhauses ernannt. Zum Beginn des Krieges wurde er Mitglied der Kaiser-Wilhelm-Stiftung für kriegstechnische Wissenschaften. Zu seinem siebenzigsten Geburtstage wurde er Doktor-Ingenieur ehrenhalber sämtlicher Fakultäten der Technischen Hochschule zu Berlin, zu deren Ehrenbürger er außerdem bei Stiftung seiner Bronzebüste an die Hochschule durch den Deutschen Eisenbauverband ernannt wurde in einer akademischen Feier zu Ehren seiner vierzigjährigen Tätigkeit als akademischer Lehrer. Damit schloß auch seine Lehrtätigkeit im wesentlichen ab.

Still und ziemlich zurückgezogen lebte der Meister in seinem anfangs der neunziger Jahre erbauten Hause im Grunewald. Sein einziger Sohn Heinrich Müller-Breslau, der an der Technischen Hochschule in Breslau als Ordentlicher Professor im Lehrgebiete des Hochbaues tätig ist, nannte in der Festschrift zum sechzigsten Geburtstage des Vaters das Haus sein „Tuskulum im Grunewald, erbaut, um in der Ruhe des märkischen Kiefernwaldes, ungestört vom Lärm der Großstadt, seinen wissenschaftlichen Arbeiten zu leben“. Wenn aber die Ferien es gestatteten, wich er doch gern dem sich mit der Entwicklung Berlins bedenklich nähernden Lärm aus und eilte in die Berge der Schweiz, Tirols oder des Riesengebirges zum Wandern mit jugendlicher Begeisterung. Erst in den letzten Jahren hat er es sich versagen müssen, anstrengende Bergtouren zu machen. Stundenlanges tägliches Wandern aber gehörte immer noch bis in die letzte Zeit vor seiner Krankheit gesundheitshalber zur Tagesordnung, so daß auch auf ihn das Lied recht paßt: „Das Wandern ist des Müllers Lust.“

In früheren Jahren kam aus seinem Herzen zuweilen das Ziel zum Ausdruck, daß er eine Lebensaufgabe vor sich habe. Wie er als Mensch und Fachmann es meisterhaft und in vorbildlichster Weise verstanden hat, seine Lebensaufgabe zu erfüllen und dazu die ihm von einem gütigen Geschick gespendeten Gaben und Kräfte in strengstem Pflichtbewußtsein und in wärmster Liebe zur Wissenschaft zu verwerten, das sollte in vorstehendem kurz dargestellt werden. Der Meister selbst ist durch seine Arbeit und seine Erfolge in glücklichstem Maße befriedigt worden und hat demgemäß seine Lebensaufgabe im ganzen als erfüllt angesehen.

Nun ist er von uns geschieden. Abschied genommen haben wir jetzt von seinem Leben. In seinen Werken aber, in dem noch viele Keime zur Weiterentwicklung stecken, wird er uns weiter beschäftigen und unter uns lebendig bleiben. Auf unabsehbare Zeit wird Müller-Breslau die Urquelle der neuzeitlichen Statik bleiben. Dank, vielen Dank wird dem schöpferischen Meister die Nachwelt und Fachwelt dafür schulden.

Ehre seinem Andenken!

Berlin. Karl Bernhard.

Alle Rechte vorbehalten.

Eisenbetonspundwände.

Von Ingenieur A. Kittel, Berlin.

Unbeschadet der mannigfachen Vorzüge eiserner Spundwände behaupten sich neben ihnen die Eisenbetonspundwände nicht nur, ihre Verwendung nimmt vielmehr — mit der Kenntnis und praktischen Erfahrung bei der Herstellung und dem Versetzen — stetig zu. Dies umsomehr, als auch die fortschreitende Kenntnis der Einwirkungen von See- und Grundwasser auf Beton mehr als früher gegen unangenehme Folgen sichert.

Gerade bei Anlagen nicht nur so vorübergehender Art, wie es z. B. die Abschließung einer Baugrube darstellt, ist die Eisenbetonspundwand — als ein Teil des Bauwerks — am Platze, also z. B. im Uferschutz-, Wasser- und Gründungsbau.

Daß sie dem — rostenden — Eisen für solche Bauten von längerer Lebensdauer in mancher Hinsicht überlegen sind, beweisen die Ausführungen von betonumkleideten Eisenspundwänden nach Abb. 1, die im Handbuch für Eisenbetonbau[1]) behandelt sind und auf die daher nicht näher eingegangen werden soll.

Abb. 1. Betonumkleidete Eisenspundwand mit Bügelbewehrung und nachträglichem Verguß der Nuten.

Vor dem Holz hat der Beton den großen Vorzug, daß man bei ihm an keine Fäulnisgrenze gebunden ist, daß man also ganz unabhängig von der Höhe des Grundwassers oder von freien Wasserständen bleibt und die Konstruktionsoberkante in beliebiger Höhe wählen kann.

Das Einbringen der Spundbohlen geschieht entweder durch Rammung oder im Spülverfahren; auch im letzteren Fall ist ein leichtes Nachrammen meist nicht zu entbehren.

In ihrer Form durch die ursprünglichen Holzspundwände beeinflußt, haben die Eisenbetonspundwände entweder wie jene Nut und Feder, oder aber beiderseitige Nuten, wobei dann besondere Maßnahmen zum Dichten der Stöße anzuwenden sind.

Wir bringen im folgenden eine Übersicht über verschiedene Ausführungsarten, und zwar zunächst Spundbohlen mit Nut und Feder, alsdann solche mit beiderseitigen Nuten.

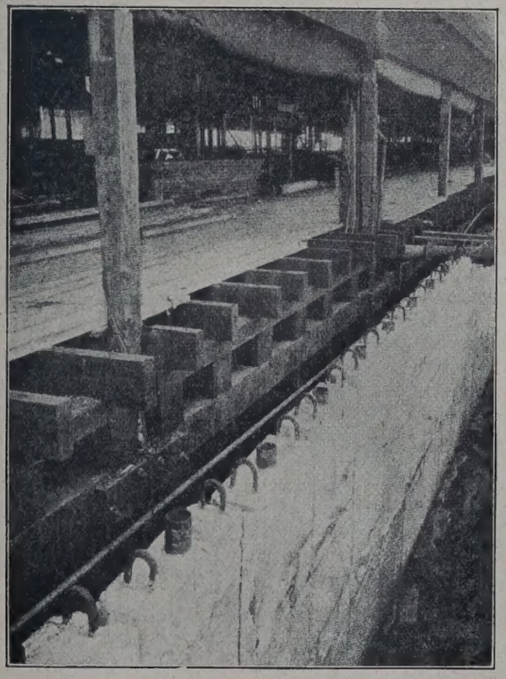


Abb. 2. Eisenbetonspundwand für das Stuyvesant-Dock in New York.

Abb. 2 u. 3a bis e stellen eine Aufnahme und Einzelheiten der umfangreichen Spundwandausführungen für die Neubauten des Stuyvesant-Docks in New Orleans dar: Die Spundwand besteht aus etwa 7,60 m langen, 90 cm breiten und 25 cm starken Eisenbetonbohlen im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4, deren Form und Bewehrung — aus Abb. 3a u. e ersichtlich ist und die mit Nut und Feder versehen sind. Der zwischen Nut und Feder noch verbleibende Raum wird mit Zementbrei vergossen; im Kopfende der Bohlen sind zwei Rundeisenhaken einbetoniert (Abb. 2 u. 3d), die zum Aufziehen der Bohlen und zur besseren Befestigung des später aufbetonierten Holms dienen; Abb. 3b zeigt die Ausbildung eines Eckpfahls. Dehnungsfugen wurden in 15 m Abstand dadurch geschaffen, daß hier eine Fuge mit Asphaltmastix anstatt mit Zementmörtel vergossen wurde.

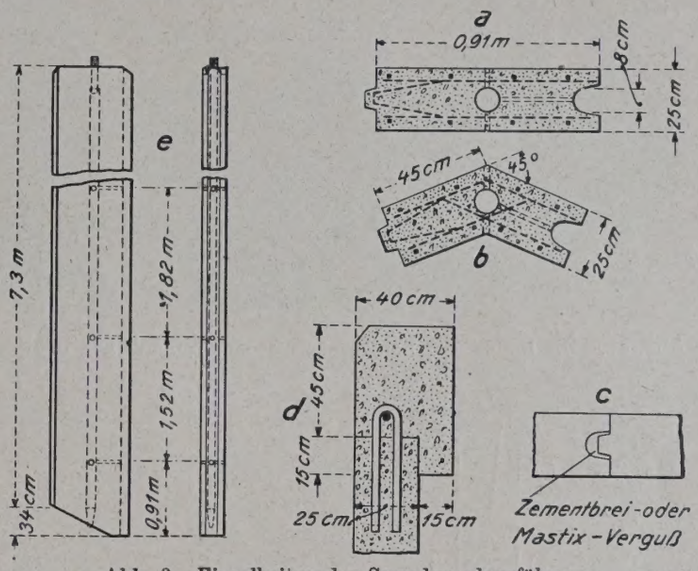
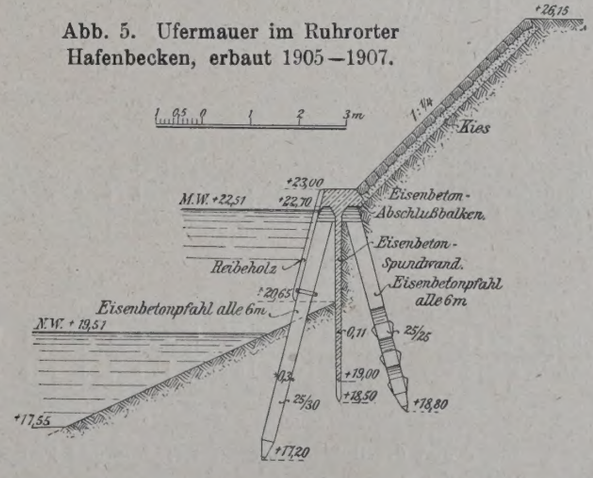


Abb. 3. Einzelheiten der Spundwandausführung für das Stuyvesant-Dock in New York.

Jede Bohle enthält in der Mitte ein Spülrohr von 102 mm Durchm., das nach Abb. 1c auf die ganze Länge durchgeht, am Fuß in eine Düse von 50 mm Weite endet und nun in verschiedenen Höhen seitliche Abzweigungen von 25 mm Weite hat, die das Wasser an den Außenseiten der Bohlen entlang leiten; sechs dieser Zweigrohre öffnen sich nach der Vorderseite, drei nach den Nuten, um diese während des Versenkens klar zu halten.

Abb. 5. Ufermauer im Ruhrorter Hafenbecken, erbaut 1905—1907.



Die frühesten Erfahrungen mit Eisenbetonspundwänden in Deutschland hat u. a. die Firma Th. Möbus, Charlottenburg, zu verzeichnen, deren erste Ausführungen ein gutes Bild von der allmählichen Entwicklung dieses so wichtiges Gebietes geben.[2]) Abb. 4a zeigt — links im Bilde — die stehend gestampften, 90 cm breiten und nur 14 cm starken Bohlen für die 200 cm lange Kaimauer in Husum.[3]) Abb. 4b gibt einen wagerechten Schnitt der Wand wieder.

[1]) Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. III: Grund- und Mauerwerksbau, S. 11. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

[2]) Vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. IV „Wasserbau", S. 62 u. 109 u. f.

[3]) Ebenda, S. 108.

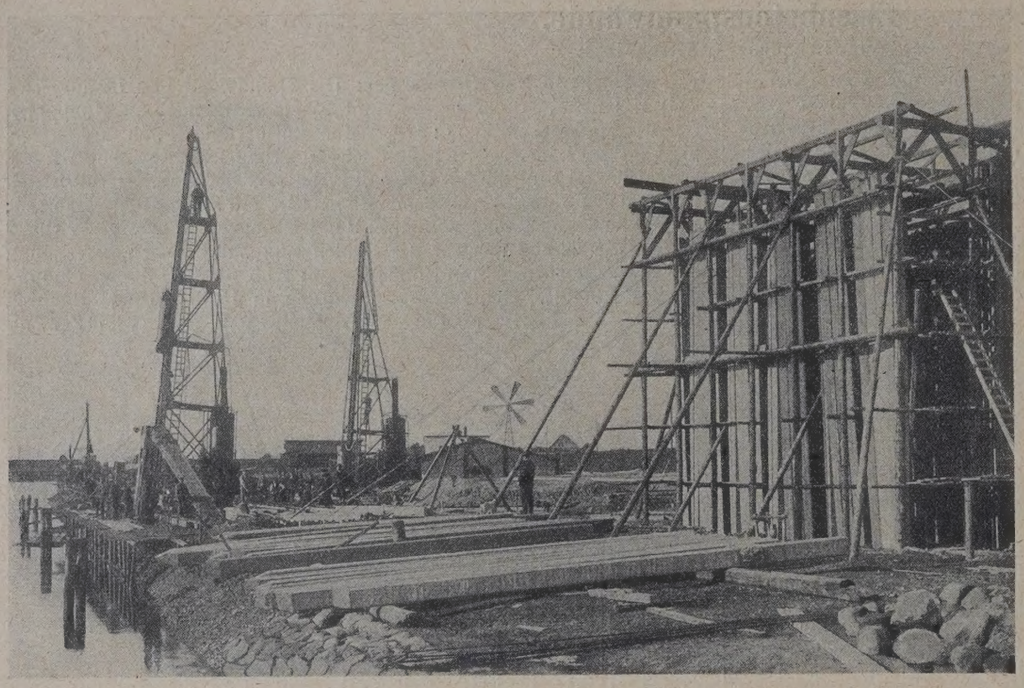


Abb. 4a. Die Pfähle und Bohlen der Eisenbetonspundwand in Husum werden stehend gestampft.

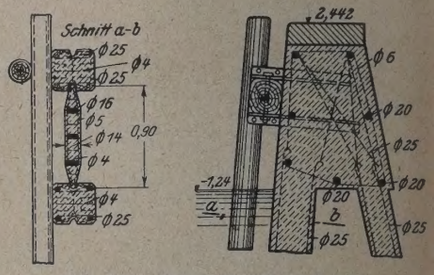
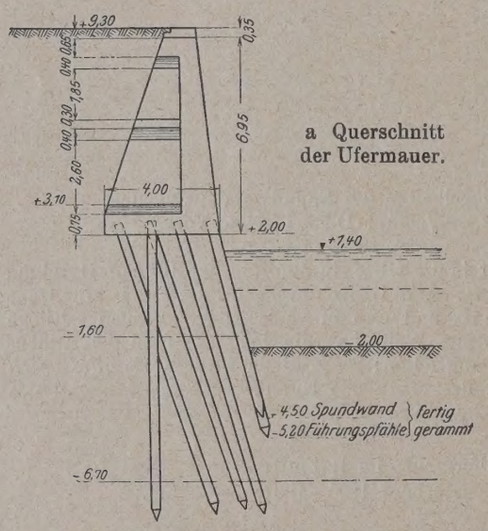
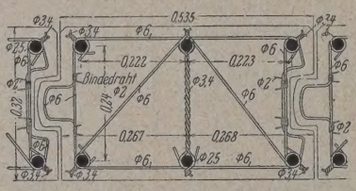


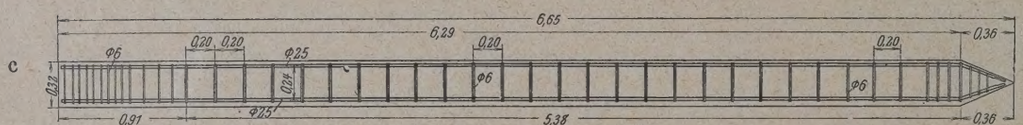
Abb. 4b. Querschnitt und wagerechter Schnitt der Eisenbetonkaimauer in Husum.

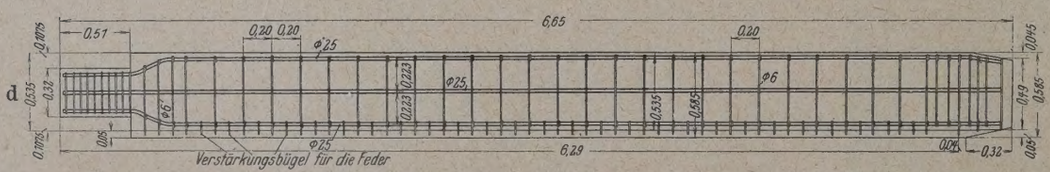


a Querschnitt der Ufermauer.



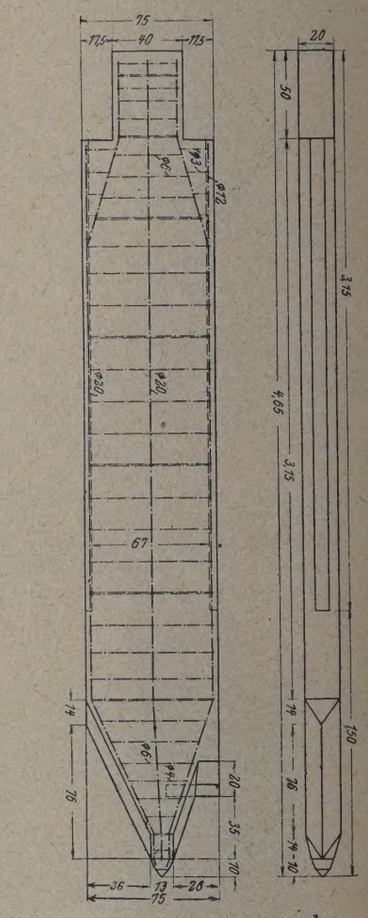
b Bohlenquerschnitt.



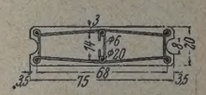


c und d. Bohlenlängsschnitte: Nut und Feder auf der ganzen Länge.

Abb. 6a bis d. Eisenbetonspundwand für die Ufermauer im Petroleumhafen in Düsseldorf.

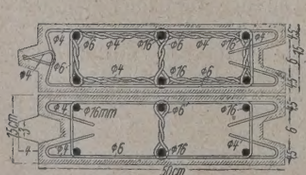


a und b. Lotrechte Schnitte. Doppelseitige Nut im oberen Teil, dreieckige Ausbildung der Schrägkanten.



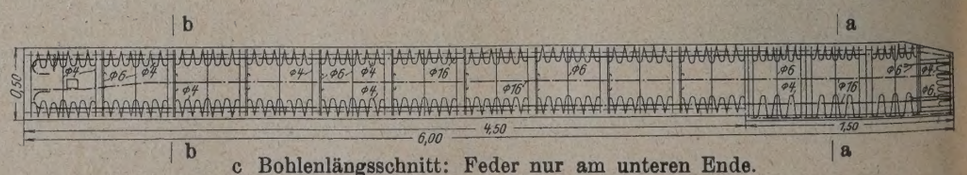
c Wagerechter Querschnitt.

Abb. 9a bis c. Spundbohlen für die 1912—1913 hergestellte Uferbefestigung im Hafen von Ruhrort.



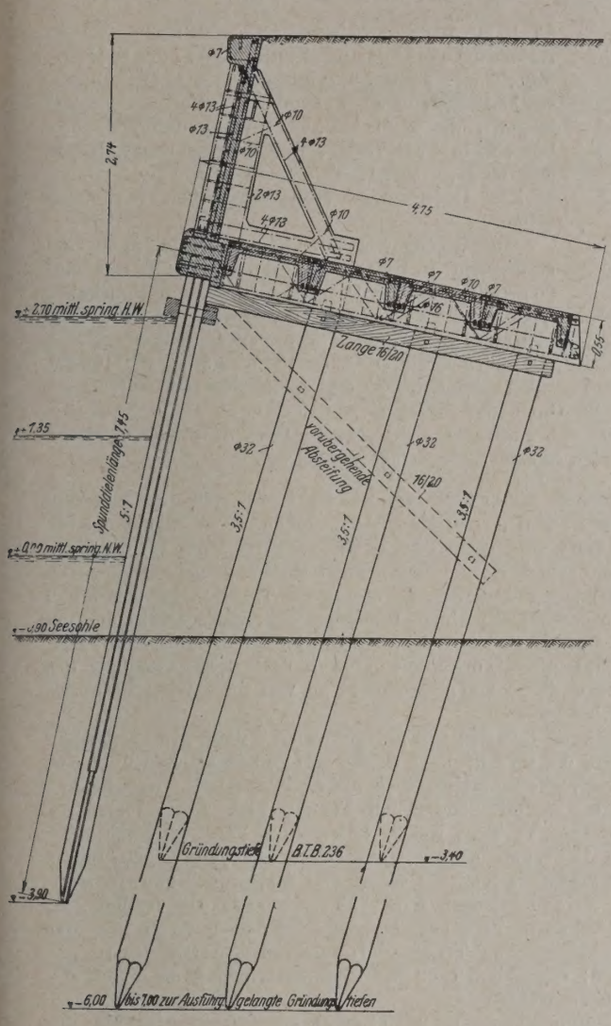
a Bohlenquerschnitt am unteren Ende mit Nut und Feder.

b Bohlenquerschnitt am oberen Ende mit doppelseitiger Nut.

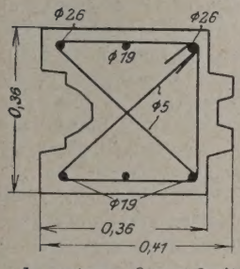


c Bohlenlängsschnitt: Feder nur am unteren Ende.

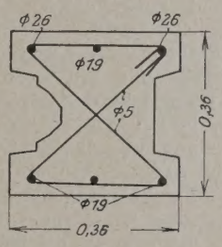
Abb. 7a bis c. Spundbohlen für die Seeflugstation Norderney.



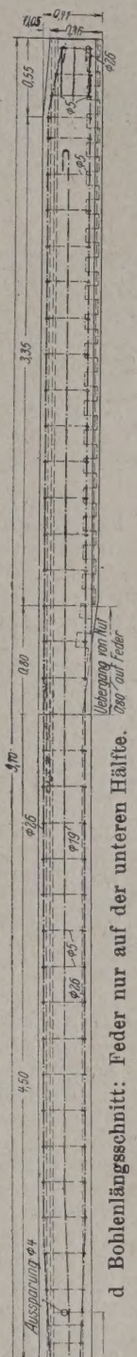
a Querschnitt der Ufermauer.



b unterer Querschnitt mit Nut und Feder.



c oberer Querschnitt mit doppelseitiger Nut.



d Bohlenlängsschnitt: Feder nur auf der unteren Hälfte.

Abb. 8a bis d. Spundwand für die Ufermauer für die Seeflugstation Borkum.

Eine der umfangreichsten Spundwandanlagen war die 1905 bis 1907 ausgeführte im neuen Hafenbecken in Ruhrort, die den dabei beteiligten drei Firmen Th. Möbus, A.-G. für Hoch- und Tiefbauten und Grün & Bilfinger Gelegenheit bot, eingehende Erfahrungen über die zweckmäßigste Bewehrung und Herstellungsweise von Eisenbetonpfählen und -bohlen zu sammeln.

Am besten bewährte sich die von Th. Möbus gewählte Bügelbewehrung aus Rundeisen, während Querbügel aus gedrehten Flacheisen offenbar die Ursache starken Bruchverlustes beim Einrammen waren. Von der Herstellung stehend betonierter Bohlen war man — wegen des schwierigen Arbeitsvorganges und auch wegen der durchaus befriedigenden Erfahrungen mit in liegender Form hergestellten Stücken — bald zurückgekommen. Die aus Abb. 5 ersichtliche Ausbildung der Ruhrorter Spundwand ist u. a. auch für die Mauer am Massengüterufer im Düsseldorfer Hafen gewählt worden.

Abb. 6a zeigt die von der Grün & Bilfinger A.-G. 1905 bis 1907 ausgeführte Ufermauer im Petroleumhafen in Düsseldorf. Es ist eine Stampfbetonmauer mit Sparbogen auf Eisenbetonpfahlrost. Den Abschluß der Erdhinterfüllung zwischen Mauer und Hafensohle gegen das Hafenbecken zu bildet eine Eisenbetonspundwand aus 6,65 m langen, 54 cm breiten und 32 cm starken Spundbohlen mit Nut und Feder, die 3 bis 6 m tief in kiesigen Boden gerammt sind.

Betreffs der Einzelheiten, insbesondere der aus 6 R.-E. 25 mm bestehenden Längsbewehrung und der Querbügelanordnung vergl. die Abb. 6b bis d.

Auch die nächsten Beispiele stellen Ausführungen der zuletzt genannten Firma, dar und zwar Abb. 7a bis c Spundbohlen, die 1916 beim Bau des Transportsteges und zum späteren Schutz der betonierten Ablaufsohle für die Seeflugstation Norderney bei der 4 bis 5 m in Sandboden gerammten rd. 630 m langen Eisenbetonspundwand verwendet wurden. Sie waren 50 cm breit, 15 cm stark und 6,50 m lang und hatten nach Abb. 7a im oberen Teil beiderseits trapezförmige Nuten, auf die unteren 1,5 m Nut und Feder, auf deren Bewehrung nach Abb. 7b besondere Sorgfalt verwendet ist. Ebenso zeigen die Bohlen der 1918 beim Bau der Hafenmauer für die Seeflugstation Borkum zum wasserseitigen Abschluß zwischen der Bauwerksohle und der 4 m tiefer liegenden Hafensohle gerammten 610 m langen Eisenbetonspundwand nach Abb. 8a bis d beiderseitige Nuten im oberen, Nut und Feder im unteren Teil. Sie sind 9,70 m lang und 36 cm breit; die Längsbewehrung besteht aus 2 R.-E. 26 mm und 1 R.-E. 19 mm auf der Zugseite und aus 3 R.-E. 19 mm auf der Druckseite. Die Anordnung der 5-mm-Querbügel ist aus Abb. 8b u. c ersichtlich. Die Bohlen wurden 3 m tief in sandigen Boden gerammt, die Ausschnitte der Nuten sowie die noch zwischen Nut und Feder bleibenden Zwischenräume mit Beton vergossen.

Die Ausführung ist auch deshalb bemerkenswert, weil die gesamte Pfahlrostgründung hier in Holz ausgeführt wurde, man jedoch für die Abschlußwand wegen des stark auftretenden Bohrwurms auf den widerstandsfähigeren Beton angewiesen war.

Die bei den folgenden Ausführungen verwendeten, einander sehr ähnlichen Eisenbetonbohlen haben durchweg halbkreisförmige Nuten an beiden Schmalseiten, jedoch — wie Abb. 9a u. b zeigen — bis auf die unteren 1,50 m.

Auch für die 1912 bis 1913 gebauten Uferbefestigungen im Ruhrorter Hafen wurde — ähnlich wie bei der in Abb. 5 wiedergegebenen früheren Ausführung — als senkrechter Abschluß eine 2 m tief gerammte Eisenbetonspundwand hergestellt. Sie trägt einen zu diesem Zweck besonders geformten Eisenbetonholm, durch den der Erddruck auf Zug- und Druckpfähle übertragen wird, die im Abstande von 6 bezw. 3 m gerammt sind. (Fortsetzung folgt.)

Über die Verkehrsbahndecke beweglicher Einbauten bei Straßenbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **Herbst**, Berlin.

Bei der Anordnung der beweglichen Einbauten in eisernen Straßenbrücken, vor allem in Hub-, Zug- und Klappbrücken, die man auch in Zukunft in dem sich wieder belebenden Verkehrsleben nicht wird entbehren können, spielt die zweckmäßige Gestaltung des zu bewegenden Brückenteils eine große Rolle. Die Beweglichkeit einer Brücke ist immer ein Betriebshindernis der sich kreuzenden Verkehrswege, das man möglichst zu vermeiden oder doch einzuschränken sucht, auch wenn es noch so gewandt gelöst ist.

Der Brückenteil muß nicht nur möglichst widerstandsfähig und betriebssicher, sondern dabei vor allem recht leicht konstruiert sein, weil dann der Antrieb und der etwaige Gewichtsausgleich, schon wegen der im Notfall einsetzenden Bewegung von Hand, in Anlage, Betrieb und Unterhaltung um so einfacher und billiger, überhaupt die ganze Anlage wirtschaftlicher, leicht beweglicher und betriebssicherer sein kann.

Diese Rücksicht ist vielleicht der Drehpunkt aller konstruktiven, rechnerischen und maschinentechnischen Überlegungen bei dem Entwerfen solcher beweglichen Anlagen, deren Bedienungsaufwand man naturgemäß auf einen Mindestbetrag herabzudrücken sucht.

Der bewegliche Teil pflegt aus der Haupttrag- und Fahrbahnkonstruktion sowie aus der Brückendecke zu bestehen. Die erstere soll man möglichst aus bestem Stahl und in aufgelöster, doch steifer Bauweise herstellen.

Hier soll uns die Brückendecke beschäftigen.

Diese muß im allgemeinen folgenden Bedingungen genügen:

1. Sie soll Stöße aus Verkehrslast elastisch auffangen, um die Lager sowie die Antrieb- und Sperrteile, ferner die leichte Tragkonstruktion möglichst wenig zu erschüttern.

2. Sie soll möglichst dasselbe Gewicht bei jeder Witterung behalten, also z. B. für die Aufnahme von Feuchtigkeit möglichst wenig

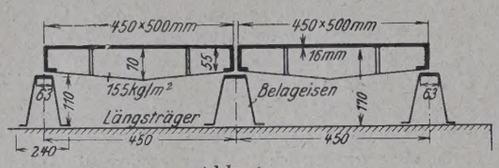


Abb. 1.

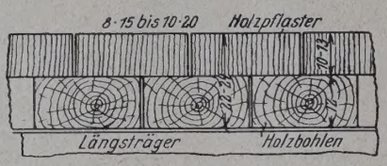


Abb. 2.

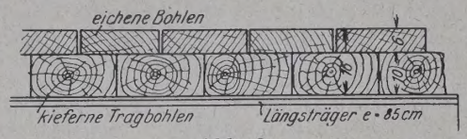


Abb. 3.

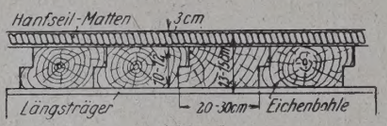


Abb. 5.

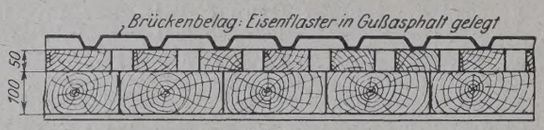


Abb. 4.

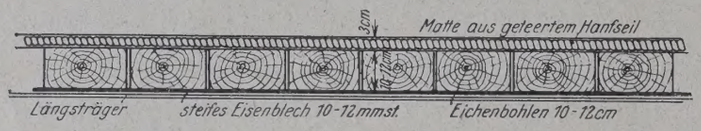


Abb. 6.

empfindlich sein, damit Antrieb und gegebenenfalls der Ausgleich des Gewichts so gleichmäßig wie möglich bleibt.

3. Sie soll möglichst dauerhaft und fest, gegen Pferdehuf, Raddruck und Witterungseinfluß, gegen alle Verkehrslasten widerstandsfähig, ferner möglichst billig und zugänglich sein, sich auch einfach reinigen und unterhalten lassen.

4. Sie soll bei Bewegung des Brückenteils, z. B. bei Klappbrücken, fest an der Konstruktion haften, nicht etwa abfallen.

5. Die Decke soll außerdem aber ein möglichst geringes Gewicht aufweisen, weil dieses auf den Bewegungsapparat, vor allem für den Handantrieb, von entscheidendem Einfluß ist.

6. Der Farbton der Decke darf sich nicht zu sehr von dem der festen Brückendecke abheben, damit die Pferde nicht scheuen.

Es können nun für die Abdeckung der beweglichen Fahrbahn, die für die stärkste Wagenbelastung, im Höchstfalle für 20 bis 24 t in Städten, nach der geltenden Verkehrsbelastung und unter der Annahme einer höheren Beanspruchung mit Rücksicht auf die Seltenheit einer solchen Belastung zu bemessen sein wird, nach jenen Bedingungen und nach Erfahrungen beim Bau von beweglichen Brücken Anordnungen in Betracht gezogen werden, wie sie in Abb. 1 bis 6 grundsätzlich dargestellt sind.

1. Stahlgußzellplatten von 45 × 50 cm Größe, rd. 15 cm Stärke, 70 bis 55 mm hohen und 4 mm starken Rippen (Gewicht 155 kg/m²) auf Belageisen von Normalprofil 7,5 bis 11 ($G = 10{,}4$ bis 19 kg/m) mit 50 cm Stützweite aufliegend. Das Gesamtgewicht beträgt mit Befestigungen und Unterlagen 190 bis 210 kg/m² (Abb. 1). (Auf Brücken in Danzig, Königsberg, Stettin.)

2. Pflaster aus schwedischem Kiefernholz, 10 bis 13 cm hoch, 8 bis 10 cm stark und 15 bis 20 cm lang, auf Bohlenunterlage über Längsträgern. Gesamtgewicht etwa 100 bis 200 kg/m² (Abb. 2). (Auf der Tower-Brücke in London.)

3. Eichenschutzbohlen von 6 cm Stärke auf kiefernen oder eichenen Tragbohlen von etwa 10 cm Stärke in Abständen von 3 cm auf etwa 850 mm entfernt liegenden Eisenträgern. Gesamtgewicht etwa 160 bis 180 kg/m² (Abb. 3.) (In Amerika viel verwendet.)

4. Eichenholzbohlen mit Stahlplatten auf Holzleisten. Belag 10 cm, Leisten auf $^2/_3$ der Fläche 5 cm, darüber Stahlplatten etwa 1,2 cm stark. Gesamtgewicht mit 22 kg Zuschlag etwa $100 + {}^2/_3 \cdot 50 + 110 + 22 =$ rd. 265 kg/m² je nach Blechstärke (Abb. 4). (Auf einer Brücke in Berlin.)

5. Eichenbohlen mit geteerten Hanfseilmatten über Längsträgern: Bohlen 10 bis 12 cm stark, 20 bis 30 cm breit und gespundet, Matten 30 cm breit und 3 cm stark (Gewicht = 35 kg/m²). Gesamtgewicht ist bei 10 cm starken Bohlen mit 15 kg Zuschlag = 100 + 35 + 15 = rd. 150 kg/m², bei 12 cm starken Bohlen von 30 cm Breite mit 15 kg Zuschlag 120 + 35 + 15 = rd. 170 kg/m² (Abb. 5).

6. Holzbohlen mit geteerten Hanfseilmatten auf Eisenblech über Längsträgern: Bohlen 5 bis 10 cm, Matten etwa 3 cm und Blech 10 bis 13 mm stark; Gesamtgewicht bei 10 mm Blech und 5 cm starken Bohlen mit 15 kg Zuschlag = 50 + 80 + 35 + 15 = 180 kg/m² (Abb. 6). (Auf der Memelbrücke in Tilsit, auf der Ruhrbrücke in Duisburg-Ruhrort). Auf der letzteren besteht die Abdeckung aus einem ebenen, 13 mm starken Eisenblech auf 50 cm entfernten Längsträgern, auf 6 cm starken gespundeten Hartholzbohlen, in Teer verlegt und aufgeschraubt, ferner aus längsverlegten, drei 2 cm hohen und 25 cm breiten Gurten aus alten belgischen Bergwerkseilen.

Das Eigengewicht der Fahrbahntafel, nach Vorstehendem im Höchstfalle = 200 kg/m², ist nur halb so groß wie bei der leichtesten der festen Fahrbahndecken, deren Gewicht zwischen rd. 400 und 800 kg/m² schwankt. Wenn es sich also um eine Klappbrückentafel von $12 \cdot 8 = 96 =$ rd. 100 m² Fläche handelt, so ergibt sich für den Antrieb im Mittel schon ein Gewichtsunterschied von $(600 - 200) \cdot 100 =$ rd. 40 t.

Die Decke der Fußwege wird zweckmäßig durch 5 cm starke Eichenholzbohlen auf Eisenlängsträgern gebildet.

Die Wahl einer dieser Fahrbahndecken richtet sich nach der Verkehrsbelastung und den örtlichen Ansprüchen. Die Eigengewichte weichen nicht stark voneinander ab, so daß sie nicht allein für die Wahl ausschlaggebend sein dürften. Das Gewicht wird ungemein stark durch die Verkehrsbelastung und die Anordnung des Trägerrostes bestimmt; mitunter kann es sich empfehlen, besonders bei recht sorgfältiger Ausführung, für den Fall größter Belastung, der jedenfalls sehr selten, vielleicht überhaupt nicht vorkommt, eine höhere Beanspruchung des Baustoffes zugrunde zu legen, um nicht zu viel totes Gewicht in die Bauanlage zu bringen.

Die Abdeckung mit den mit polygonalen Vertiefungen versehenen Stahlgußplatten, die im einzelnen wieder auf Lederplättchen über den Belageisen ruhen, gilt im allgemeinen als fest, dauerhaft, rauh für den Pferdehuf und unempfindlich gegen Feuchtigkeit, so daß sie, vor allem bei schwerem Verkehr, viel in Anwendung kam. Es sollen aber bei längerem Gebrauch die ledernen Unterlagscheiben schwinden, wobei die Stahlplatten locker werden und mit großer Schwierigkeit neu befestigt werden müssen, ferner setzen sich in die Vertiefungen Regenwasser, Schmutz und hartgefrorener Schnee fest, so daß das Gewicht des beweglichen Teiles und damit der Antrieb ungünstig beeinflußt wird; schließlich muß der Stahlplattenbelag als teuer und schwer angesehen werden.

Besonders empfehlenswert, auch für schweren Verkehr, scheint nur die unter 5 und 6 genannte Abdeckung zu sein, Hanfseilmatten auf Hartholzbohlen, mit und ohne Eisenblech.

Bei dieser Abdeckung werden, nach der Verkehrslast bemessen, mit einem heißen Gemisch aus gleichen Teilen Holz- und Steinkohlenteer satt getränkte und gespundete Bohlen aus bestem Hartholz über Stahllängsträgern verlegt und mit Schraubenbolzen angezogen, darauf ebenso geteerte Hanfseilmatten von etwa 3 cm Stärke in 25 bis 30 cm breiten Streifen, in möglichst trockenem Zustande und in tunlichst dichter Zusammenpressung, längs verlegt, mit großköpfigen, geschmiedeten Nägeln in 20 cm Abstand über Teerlage befestigt, an den Enden mit den Stahlübergangsplatten der Klappe überdeckt, sowie mit einer bituminösen Masse überzogen, mit scharfem Sande überstreut und dann glatt gewalzt; dabei wird dieser auch beim Befahren an die Teergurte fest eingepreßt. Bei dieser Behandlung entsteht eine elastische und einheitliche Straßendecke. Zur Unterhaltung pflegt man in der ersten Zeit die Decke einmal im Jahre während der warmen Jahreszeit mit Teer zu bestreichen und mit Sand zu bestreuen.

Dieser so geschaffenen Straßendecke, die doch an sich aus weichem, nicht zu widerstandsfähigem Stoff besteht, darf man folgende Vorzüge nachrühmen:

a) denkbar geringes Eigengewicht und Unempfindlichkeit gegen Wasseraufnahme, deshalb keine Störung des Gewichtsausgleichs,
b) große Elastizität gegen Verkehrsstöße, wodurch Eisenkonstruktion, Lagerung und Antrieb geschont werden,
c) Einfachheit der Unterhaltung durch einfachen Teeranstrich mit Sandbestreuen in heißer Jahreszeit,
d) Billigkeit, Einheitlichkeit und Dichtigkeit der Abdeckung,
e) geringe Abnutzung und lange Dauer,
f) eine Färbung der Decke, die sich dem grauen Pflaster der festen Decke anpaßt.

Diese Decke ist nach Vorliegendem im Preise den Stahlplatten überlegen, die bei den Klappbrücken über die Oder in Stettin 120 Mark/m² einschl. Belageisen ($G = 210$ kg/m²) vor dem Kriege gekostet haben.

Den etwa 20 bis 30 cm breiten Eichenbohlen darf man eine große Tragfähigkeit zumuten, wenn sie, ausgetrocknet und gut getränkt, über den Längsträgern festgespannt, gespundet und kräftig zusammen-

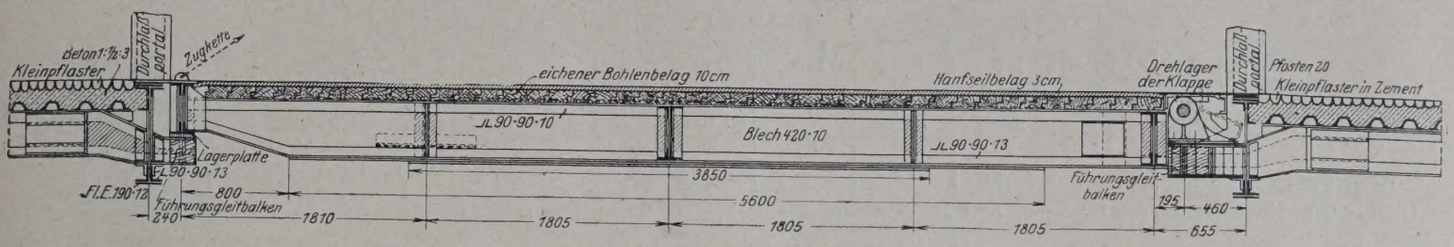


Abb. 8. Längenschnitt der Klappe.

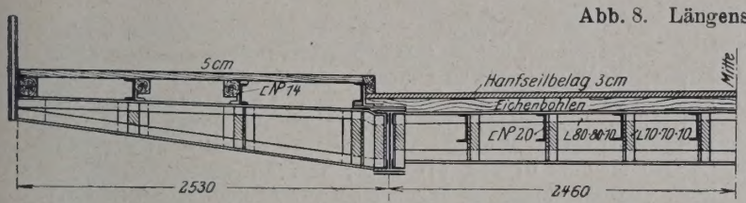


Abb. 8a. Querschnitt der Klappe.

gezogen, eine einheitliche durchgehende Platte bilden. Wie weit Eisenplatten mit schwächerem Holzbelag sich im Gewicht äußern, bedarf besonderer Prüfung im Einzelfall.

Für den Seilbelag kommen neuerdings, soweit hier bekannt, die verbesserten Hanfseilgurte der Hanfseilspinnerei von der Firma Felten & Guillaume in Köln in Betracht, die bereits im Jahre 1914 solche auf einer Brücke über die Lahn bei Nassau mit großem Erfolge belegt hat. Die Gurte mußten, wie ich erfuhr, vor einigen Jahren wegen Überanstrengung des Holzbelages abgenommen werden, konnten dann aber auf dem neuen Holz wieder verwendet werden. Der Gurtbelag, der zur Erhöhung seiner Dauerhaftigkeit mit einer bituminösen Masse überdeckt wurde, soll noch heute, also nach zehn Jahren, in recht gutem Zustande sein.

Der Belag auf der Ruhrorter Klappbrücke besteht aus alten belgischen Bergwerkseilen; er ist gelegentlich mit Holzteer gestrichen worden und hat sich seit der Verkehrseröffnung im Jahre 1907 gut bewährt. Die Blechplatte von 13 mm Stärke wurde verwendet, um Stärke und Gewicht der Fahrbahn möglichst zu vermindern und um den Gleichgewichtzustand bei trockenem und nassem Fahrbahnbelag tunlichst zu erhalten.

Das geringe und gleichbleibende Gewicht der Abdeckung kommt einem dann in besonders hohem Maße zugute, wenn der Bewegungsapparat aus bestimmten Gründen ohne Gegengewichte und nur mit Handbetrieb vorgesehen werden muß, wie ich dies bei dem Entwurf und Bau der im Jahre 1911/12 über die Ostoder bei Greifenhagen errichteten festen Straßenbrücke von 246 m Gesamtstützweite und 10 m Breite erfahren habe. Beschreibung der ganzen Brückenanlage siehe „Zentralblatt der Bauverwaltung“ vom 24. Dezember 1921.

Bei dieser Brücke ist zur gelegentlichen Durchführung der 14 m über Wasser ragenden Bagger und Spülgeräte bei der Regulierung der unteren Oder oberhalb Stettin statt eines sonst üblichen Durchlasses auf festem Unterbau in den 7 m über Wasser schwebenden Überbau selbst ein Notdurchlaß von 7,2 m Weite eingebaut worden, der durch eine einfache, etwa 18 t wiegende, 7,5 × 10 m große, für 12-t-Wagenlast bemessene, von Hand bewegbare Klappe — ohne Gewichtsausgleich — verschlossen werden kann.

Die Gesamtanordnung der Klappe in dem rd. 103 m weitgespannten Mittelüberbau dieser eigenartigen Brücke — in einer wohl

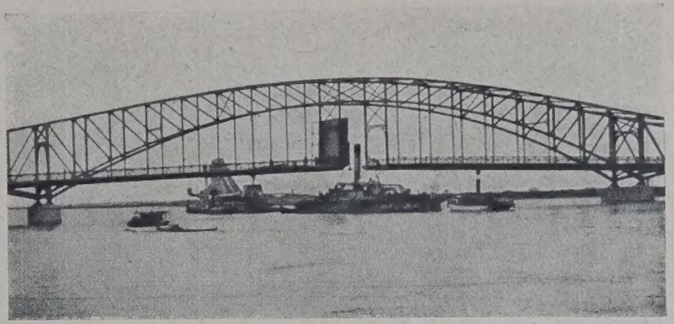


Abb. 7.

noch nicht ausgeführten Bauweise — ist aus Abb. 7 ersichtlich, die gerade die Durchführung der Geräte durch die Notöffnung zeigt; die Bauanlage der Klappe mit der Straßendecke gibt Abb. 8 wieder.

Die ganze Decke — Eichenbohlen mit Seilmatten — ist praktisch so ausgeführt, wie oben allgemein beschrieben; ihr Gewicht mußte aus dem genannten Grunde auf das äußerste eingeschränkt werden. Die Eichenbohlen sind — bei 530 mm Längsträgerentfernung — für die Aufnahme von 3 t Raddruck 10 cm stark angenommen; die 3 cm starken und etwa 25 cm breiten Hanfgurte sind gebrauchte Seile aus einem belgischen Bergwerke.

Die Decke ist einige Monate nach dem Aufbringen noch einmal geteert und bestreut worden; sie war bald nach Eröffnung der Brücke so fest und glatt gefahren, daß man den Eindruck einer äußerst widerstandsfähigen und elastischen Abdeckung bekommen mußte. Diese wird jedes Jahr kräftig mit Steinkohlenteer getränkt, jedoch nicht bestreut.

Heute, nach 13 Jahren, befindet sich der Belag — ebenso wie die Bohlen —, wie ich erfahren habe, noch in sehr gutem Zustande, ohne daß an ihm — bei mittlerem Verkehr — irgendwelche Ausbesserungen vorgenommen zu werden brauchten. Eine Erneuerung scheint in absehbarer Zeit nicht erforderlich; Deckbohlen hätten wohl schon erneuert werden müssen.

Der Seilbelag auf Hartholzbohlen hat sich also auch hier vorzüglich bewährt und darf in der geschilderten Ausführung, vor allem wegen seiner Dauerhaftigkeit und Leichtigkeit — als Belag beweglicher Brückenteile —, auch in anderen Fällen empfohlen werden. Auf den Seilbelag verweist auch Dr.-Ing. L. Hotopp in seinem Werke „Bewegliche Brücken“, 1. Teil Klappbrücken, 1913; er empfiehlt ihn in der Voraussetzung, daß „die Erfahrung eine befriedigende Dauer gegen Abnutzung erweist“. Nach Vorstehendem bestätigen dies die Erfahrungen, so daß der Belag bei guter Ausführung als geeignete Straßendecke angesehen werden darf.

Alle Rechte vorbehalten.

Vorschlag für ein einheitliches Brückenlager.

Von Regierungsbaurat **Karig**, Dresden.

(Schluß aus Heft 19.)

b) Kugelkipplager. Für den Fall größerer Brückenbreite, also für mehrgleisige Eisenbahnbrücken und für Straßenbrücken, bei denen auch eine größere Durchbiegung der Endquerträger zu erwarten ist, empfiehlt sich die Ausbildung der Stützfläche zu einem Kugelkipplager, zu welchem Zwecke auf die vorbeschriebene Rollendeckplatte eine kreisrunde Druckplatte mit kugelig gekrümmter Oberfläche nach Abb. 11 aufgesetzt wird. Ihr Krümmungshalbmesser r berechnet sich (nach Gl. 81, „Bautechnik“ 1923, S. 430) bei einer zulässigen Pressung $\sigma = 8{,}50$ t/cm² zu

$$(7) \qquad r = \sqrt{\left(\frac{0{,}39}{8{,}5}\right)^3 A \cdot 2150^2} = 21{,}1\sqrt{A}.$$

Wird daher der Stich der Krümmung zu $f = \frac{k}{100}$ festgesetzt, so ergibt sich der Durchmesser des Druckstockes aus

$$k^2 = 8 f \cdot r^2 = 8 \cdot \frac{k}{100} \cdot 21{,}1\sqrt{A} \text{ zu}$$

$$(8) \qquad k = 1{,}69\sqrt{A}.$$

Die Kopfplatte (Abb. 12) besteht aus dem kegelstumpfförmigen Druckstock mit genau ebener Druckfläche und der zur Befestigung an dem Brückenträger dienenden Platte, deren Abmessungen jeweils nach der Form des Brückenendes zu bemessen sind. Zur Sicherung der richtigen Lage der Kopfplatte zum Lager und zur Übertragung der Seitenkräfte, soweit hierzu nicht schon die Reibung in den Berührungsflächen ausreicht, sind an der Kopfplatte vier Knaggen angeordnet, die den Druckkopf der Rollendeckplatte mit genügendem seitlichen Spielraum umgreifen.

V. Abmessungen und Gewichte der Kugelkipplager (Abb. 11 u. 12).

Stützkraft A =	85	100	120	140	160	180	200	225	250	275	300	t
k =	150	170	185	200	215	230	245	260	270	280	300	mm
a_3 =	270	290	320	350	370	390	410	440	460	480	500	„
s =	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	„
Gewicht der Kopfplatte =	14,3	17,0	20,5	24,4	27,5	30,7	34,2	39,2	42,7	46,3	51,0	kg

Die übrigen Abmessungen der Lagerteile und die Gewichte der Deckplatte, Rollen und Grundplatte sind die gleichen wie in Übersicht IV.

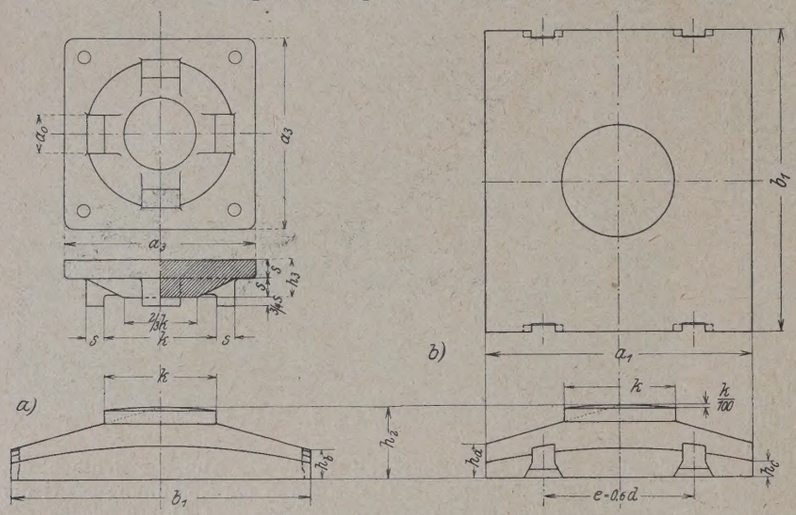


Abb. 11 u. 12. Kopfplatte und Deckplatte für Kugelkipplager.

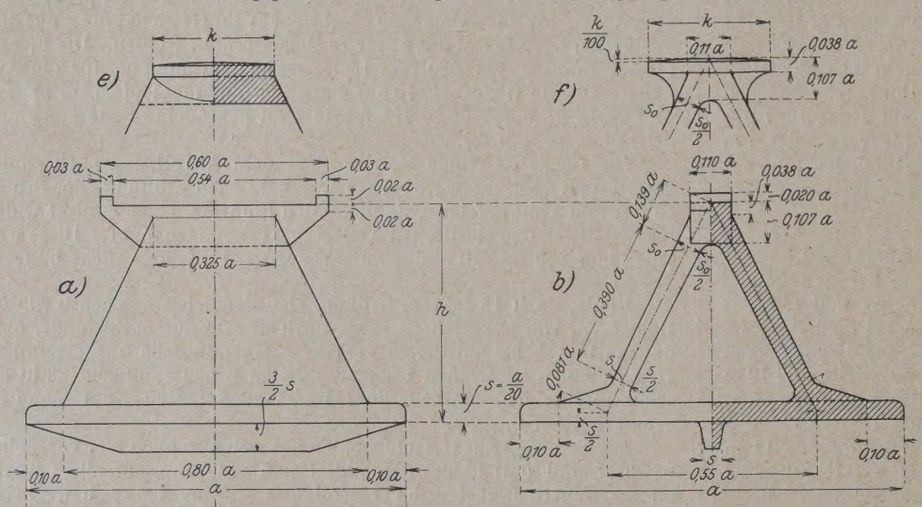
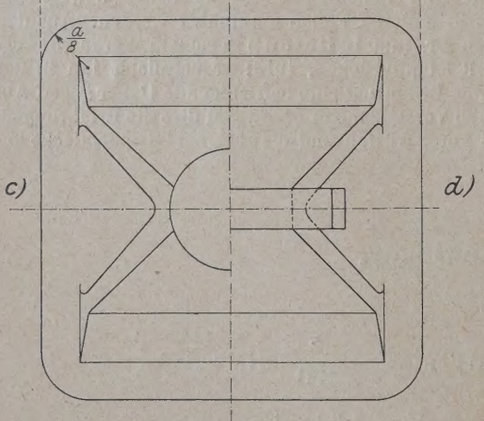


Abb. 13. Hohes Festlager
a, *b*, *d* als Linienkipplager,
e, *f*, *c* als Kugelkipplager.



c) Das hohe Festlager (Abb. 13 u. Zusammenstellung VI) besitzt die gleiche Höhe und die gleiche Grundfläche wie das Rollenlager und ist in seinen Einzelheiten gemäß der bereits früher („Bautechnik" 1923, S. 419 u. 431) beschriebenen Anordnung ausgebildet worden. Hierbei sind die Stegplatten nach oben so weit zusammengezogen worden, daß das Modell dieses Lagers ohne wesentliche Änderung sowohl für zylindrische als für kugelförmige Druckübertragung verwendet werden kann.

Die Verwendung solcher hohen Festlager ist zu empfehlen, um die Quadern beider Brückenenden in gleicher Höhe verlegen zu können und um auch auf der Festlagerseite einen ausreichend hohen Raum unter dem Endquerträger für die Zugängigkeit der Brückenkammer zu schaffen. Wie der Vergleich der Gewichte in Zusammenstellung VI und VII zeigt, sind die hohen Festlager der vorgeschlagenen Form nicht wesentlich schwerer als die niedrigen Festlager gleicher Tragfähigkeit. Ihre Kosten dürften trotz des erhöhten Lohnaufwandes für Modell und Formerei kaum nennenswert höher sein, wenn die durch die größere Lagerhöhe erzielte Ersparnis am Mauerwerk in Anrechnung gebracht wird.

d) Das niedrige Festlager (Abb. 14 u. Zusammenstellung VII) erhält eine etwas kleinere Grundfläche als das zugehörige Rollenlager, da infolge seiner geringeren Höhe die wagerechten Seitenkräfte eine wesentlich geringere Verlegung des Lastschwerpunktes aus der Mitte bewirken, als es bei den Rollenlagern und den erhöhten Festlagern der Fall ist. Da nach den Vorschriften bei Berücksichtigung der wagerechten Seitenkräfte die Randspannungen um 40% größer werden dürfen, als für die Hauptkräfte allein zugelassen ist, so können die Wind- und Zusatzkräfte bei den niedrigen Lagern außer Betracht bleiben. Die Größe der Grundfläche ergibt sich daher aus

$$\sigma_{max} = \frac{A}{0{,}987\,a^2} \leq 0{,}05 \text{ t/cm}^2$$

$$(9) \quad a \geq \sqrt{\frac{A}{0{,}05 \cdot 0{,}987}} = 4{,}51\sqrt{A}.$$

Die sonstigen Abmessungen sind denen der zugehörigen Rollenlager entsprechend gewählt und in der Zusammenstellung VII enthalten. Wie diese zeigt, ist die Reihe der Festlager nach unten erweitert, da die niedrigen Festlager auch als Gleitlager kleinerer Tragwerke verwendet werden können, für die aber nur die Ausbildung mit zylindrischer Druckfläche in Frage kommt. Für die größeren Lager kann dagegen ohne weiteres an Stelle der Druckrippe ähnlich wie bei den Rollendeckplatten (Abb. 11) und den hohen Festlagern (Abb. 13) ein runder Druckstock mit kugeliger Druckfläche angeordnet werden, um das Lager als Kugelkipplager verwenden zu können.

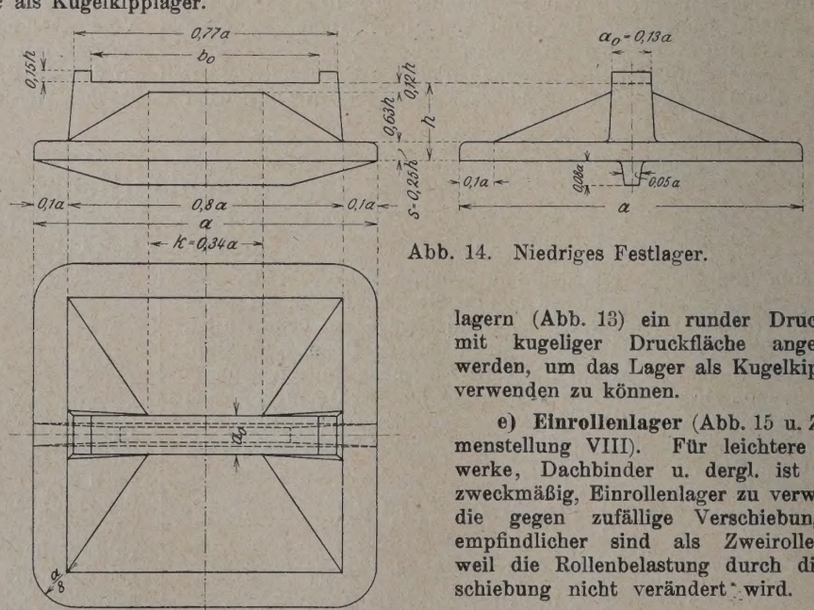


Abb. 14. Niedriges Festlager.

e) Einrollenlager (Abb. 15 u. Zusammenstellung VIII). Für leichtere Tragwerke, Dachbinder u. dergl. ist es oft zweckmäßig, Einrollenlager zu verwenden, die gegen zufällige Verschiebung unempfindlicher sind als Zweirollenlager, weil die Rollenbelastung durch die Verschiebung nicht verändert wird. Daher

VI. Abmessungen und Gewichte der hohen Festlager (Abb. 13).

Stützkraft A =	85	100	120	140	160	180	200	225	250	275	300 t
Grundplatte a =	460	510	560	610	660	700	740	790	840	880	920 mm
Höhe h =	275	300	325	350	375	400	425	450	475	500	525 „
Stegdicke s =	23	26	28	30	33	35	37	40	42	44	46 „
Stegdicke s_0 =	29	32	35	38	41	44	47	50	53	55	58 „
Stegbreite oben =	150	166	182	200	214	228	240	258	274	286	300 „
Stegbreite unten =	370	410	450	490	530	560	590	630	670	700	740 „
Druckrippe a_0 =	55	60	65	70	75	80	85	90	94	98	100 „
Druckrippe b_0 =	270	290	320	350	370	390	410	440	460	480	500 „
Druckrippe b_0' =	330	360	390	420	450	470	490	520	550	580	600 „
Gewicht eines Lagers =	70,5	95,0	125	161	204	242	286	348	419	481	550 kg

VII. Abmessungen und Gewichte der niedrigen Festlager (Abb 14).

Stützkraft A =	30	40	55	70	85	100	120	140	160	180	200	225	250	275	300 t
Seitenlänge a =	260	300	340	380	420	460	500	540	580	610	640	680	720	750	780 mm
Höhe h =	60	68	76	84	92	100	108	116	124	132	140	148	156	164	170 „
Randdicke s =	15	17	19	21	23	25	27	29	31	33	35	37	39	41	42 „
Druckrippe a_0 =	40	42	46	48	55	60	65	70	75	80	85	90	94	98	100 „
Druckrippe b_0 =	180	200	220	240	270	290	320	350	370	390	410	440	460	480	500 „
Druckrippe b_0' =	230	250	280	300	330	360	390	420	450	470	490	520	550	580	600 „
Gewicht eines Lagers =	22,6	34,0	48,7	67,3	92,0	123	154	196	237	280	328	392	464	530	602 kg

wird noch die in Abb. 15 dargestellte Lagerform für Stützkräfte von 30 bis 100 t (ähnlich Abb. 32, „Bautechnik“ 1923, S. 431) vorgeschlagen, bei denen aber wegen der hier in Frage kommenden größeren Stützweiten der Tragwerke die zulässige Verschiebung wesentlich größer als bei den Zweirollenlagern, und zwar zu

$$(10) \qquad v = 20 + \frac{A}{10}\ \text{mm}$$

angenommen worden ist, wenn A in t gesetzt wird.

Die Rollen sind infolge der kleineren Grundplatten wesentlich kürzer und dicker als bei den Zweirollenlagern, so daß sie mit Rücksicht auf die hier sehr erhebliche Gewichtsersparnis als Stelzen ausgebildet wurden. Mit den der größeren zulässigen Spannung entsprechenden Abmessungen der Rolle (vergl. Gl. 23, „Bautechnik“ 1923, S. 417)

$$(11) \qquad b_1 \cdot d_1 = \left(\frac{0{,}42}{8{,}5}\right)^2 \cdot 2 \cdot 2150\, A = 10{,}5\, A$$

ergeben sich die in der Zusammenstellung VIII ersichtlichen Abmessungen. Dabei entspricht die Form der Rollendaumen genau der Daumenform bei den Zweirollenlagern. Die Grundplatte ist ähnlich gebildet wie dort und nach Gl. 4 berechnet. Die hier in jedem Falle

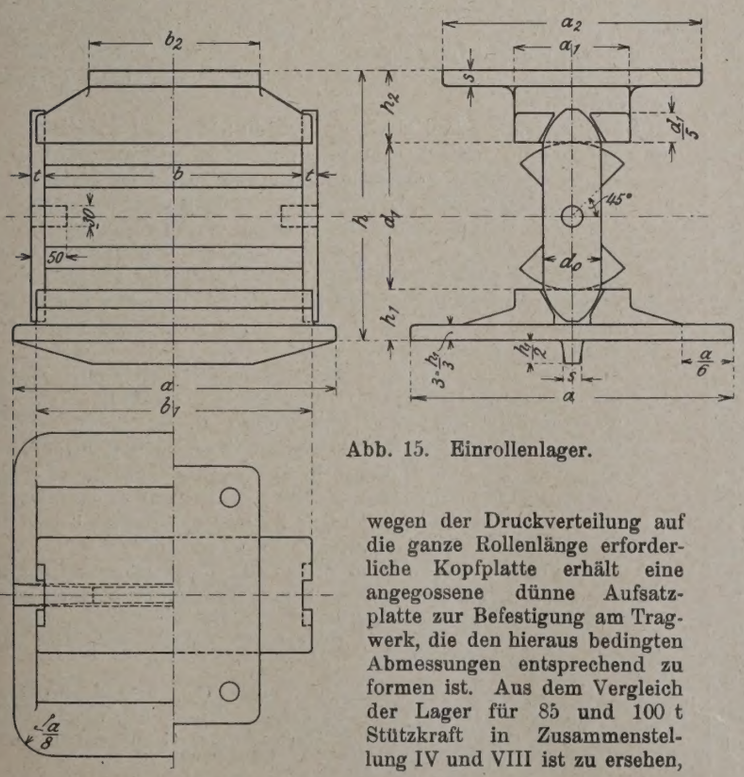


Abb. 15. Einrollenlager.

wegen der Druckverteilung auf die ganze Rollenlänge erforderliche Kopfplatte erhält eine angegossene dünne Aufsatzplatte zur Befestigung am Tragwerk, die den hieraus bedingten Abmessungen entsprechend zu formen ist. Aus dem Vergleich der Lager für 85 und 100 t Stützkraft in Zusammenstellung IV und VIII ist zu ersehen, daß die Einrollenlager etwa das gleiche Gewicht, aber die eineinhalbfache Bauhöhe wie die Zweirollenlager besitzen.

Schlußbemerkung. Bei der Benutzung der vorstehend angegebenen Lagerformen ist zu beachten, daß die Stützkräfte der Rollenlager Grenzwerte darstellen, bei denen im Falle der angegebenen zulässigen Verschiebung die zulässigen Spannungsgrenzen voll ausgenutzt werden. Um auch für wesentlich abweichende Verschiebungswerte bei den einzelnen Lagergrößen die zulässigen Stützkräfte ermitteln zu können, sind diese Werte für die Zweirollenlager in Abb. 16 bildlich dargestellt. Die darin für jede Lagergröße gezeichnete Schaulinie setzt sich aus zwei Ästen zusammen, von denen der linke

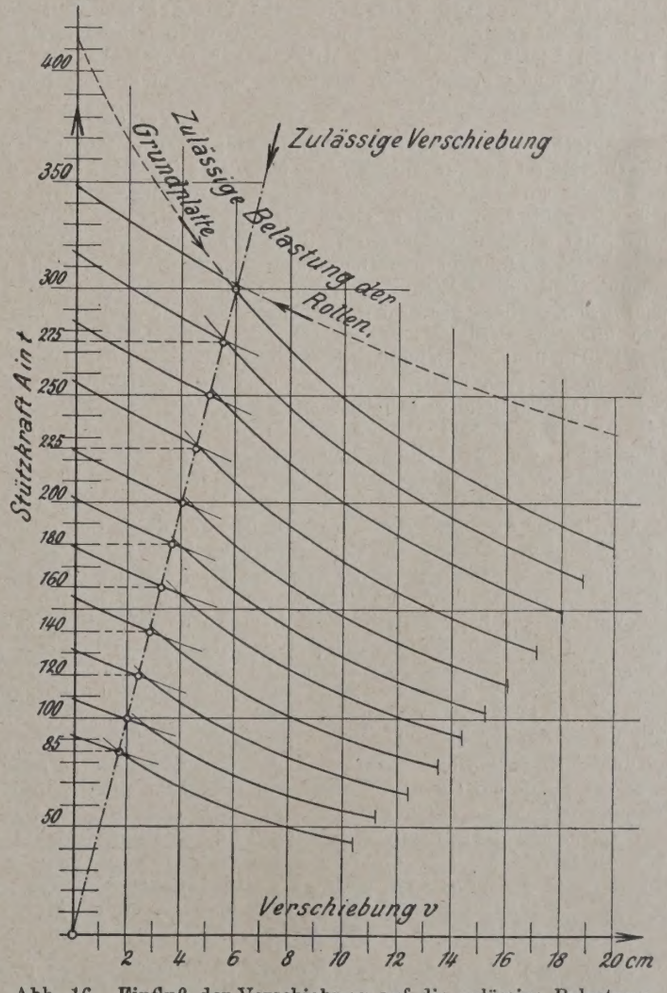


Abb. 16. Einfluß der Verschiebung auf die zulässige Belastung der Zweirollenlager.

VIII. Abmessungen und Gewichte der Einrollenlager (Abb. 15).

	Stützkraft A =	30	40	55	70	85	100	t
Zulässige Lagerverschiebung	v =	20	22	24	26	28	30	mm
Grundplatte	Seitenlänge a =	300	340	400	450	490	530	mm
	Rollflächenlänge a_1 =	100	120	140	160	180	200	„
	Rollflächenbreite b_1 =	256	290	342	384	416	450	„
	Randdicke s =	16	18	20	23	26	28	„
	Höhe h_1 =	50	55	62	70	78	85	„
Rollen	Durchmesser d =	130	155	180	205	230	250	mm
	Länge b =	242	272	322	360	390	420	„
	Daumenbreite d_0 =	52	62	72	82	92	100	„
	Daumendicke t =	14	16	18	20	22	24	„
Deckplatte	Rollflächenmaße a_1 und b_1 wie bei der Grundplatte							
	Oberplattenbreite b_2 =	180	200	220	240	260	280	mm
	Oberplattenlänge a_2 =	250	280	320	360	400	440	„
	Höhe h_2 =	70	75	88	100	107	115	„
Gesamthöhe des Lagers h =		250	285	330	375	415	450	mm
Gewicht	der Grundplatte =	15,0	25,6	40,0	58,5	74,0	92,6	kg
	der Rolle =	17,3	27,5	43,7	63,2	86,5	110,0	„
	der Kopfplatte =	16,4	23,3	36,5	52,4	68,2	87,9	„
	des ganzen Lagers =	48,7	76,4	120,2	174	229	290	„

die zulässige Belastung infolge der Tragfähigkeit der Rollen, der rechte aber infolge der Kantenpressung in der Quaderfuge begrenzt. Die Schnittpunkte der Schaulinien liegen in der Nähe der durch Punkte bezeichneten Werte A und v nach Übersicht IV, woraus zu ersehen ist, daß bei dieser Belastungsweise die Tragfähigkeit sowohl der Rollen als auch der Platte gleichmäßig ausgenutzt ist. Die Linien sind abgebrochen bei $v = 0{,}8\,d$, wo also nach Abb. 5 u. 6 die Rollen führungslos werden.

Hierzu sei noch bemerkt, daß die bei Berücksichtigung der Zusatzkräfte und Nebenwirkungen zugelassene Erhöhung der Grenzspannungen

bei den Rollen einer Erhöhung der lotrechten Stützkraft um

$$100 \cdot \frac{10{,}0 - 8{,}5}{8{,}5} = 17{,}6\,\%$$

oder ohne Erhöhung der Stützkraft einer Verschiebung

$$v = e \cdot \frac{10{,}0 - 8{,}5}{8{,}5} = 0{,}176\,e = \text{rd. } 0{,}28\,d,$$

bei den Grundplatten einer Erhöhung der lotrechten Stützkraft um 40 %

oder ohne Erhöhung der Stützkraft einer Verlegung der Mittelkraft aus der Lagerachse infolge Verschiebung des beweglichen Brückenendes bei den Rollenlagern oder durch eine wagerechte Seitenkraft bei den Festlagern um $v = \frac{a}{b} \cdot \frac{40}{100} = \frac{a}{15}$

entspricht. Sollte daher in gewissen Ausnahmefällen eine die vorstehend angegebenen Grenzen übersteigende Verschiebung der beweglichen Lager zu gewärtigen sein, so kann diesem Umstande entweder durch Wahl eines entsprechend größeren Lagers nach Abb. 16 oder aber in geeigneten Fällen und bei geringeren Abweichungen auch durch eine Vergrößerung des Rollendurchmessers gemäß Gl. 2 Rechnung getragen werden.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. Mai ausgegebene Heft 9 enthält u. a. folgende Beiträge: Wassertürme aus Eisenbeton für die Industrie. Mitgeteilt von der Westdeutschen Betonbau G. m. b. H. Ausrüstung von Dreigelenkbogen. Aufsätze darüber von Regierungsbaumeister a. D. Prof. Otto Colberg, Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch und Studienrat C. Kersten. Dr.-Ing. Alfred Troche: Der Horizontalschub kreisförmiger Zweigelenkbogen. Nomographische Lösung der kubischen Gleichung von Prof. Mörsch zur Ermittlung des Null-Linien-Abstandes symmetrisch bewehrter Eisenbetonquerschnitte bei Biegung mit Achsialdruck.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Am 14. April hielt Oberbaurat Reiner einen Vortrag über „Die Überlandstraßen im Rahmen des Gesamtverkehrswesens". Er ging davon aus, daß wir heute am Beginn einer Veränderung im Verkehrswesen stehen, die durch den wachsenden Einfluß des Kraftwagens gekennzeichnet ist und damit den Überlandstraßen ihre frühere große Bedeutung wiedergibt. Weiter behandelte er die technischen und wirtschaftlichen Grenzen der Kraftwagenbeförderung und berührte hierbei auch kurz ihr Verhältnis zur Eisenbahn. Das Wegenetz wird auf Grund einer neuen Einteilung, die von der bisherigen mehr geschichtlichen in manchen Fällen abweichen dürfte, in verschiedenen Ordnungen für den Kraftverkehr hergerichtet werden müssen, wobei es sich meist um einen Umbau und wohl nur bei den großen Durchgangstraßen, die auf Dämmen und in Einschnitten kreuzungsfrei geführt werden sollen, um einen Neubau handeln dürfte. Denn in unserem verarmten Lande stellt die Frage der Finanzierung solcher Anlagen sicher die schwierigste Aufgabe dar, für deren Lösung man zur Begebung von Anleihen des Reiches oder der Länder wird schreiten müssen. Besonderes Interesse findet heute die Wahl der Grundlage, auf der eine einheitliche Kraftfahrzeugsteuer erhoben werden soll; der Vortragende befürwortete eine Bemessung der Steuer nach Betriebstoffverbrauch und Gewicht, weil hierdurch die Industrie zu betriebstoffsparenden Motorbauweisen und zum Bau leichter Wagen angespornt wird. Allgemein sollte die Notwendigkeit anerkannt werden, die Frage einer zentralen Leitung zu unterstellen, damit man zu bestimmten Vorschlägen und greifbaren Ergebnissen kommt, um dann in gemeinsamer Arbeit aller Beteiligten unserem so schwer geprüften Lande ein Überlandkraftstraßennetz als ein Mittel zu seiner Wiedererstarkung zu schaffen.

Am 19. Mai wird der Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Helm über „Die Aufgaben der Neben- und Kleinbahnen" und eine Gesamtaussprache über die bisherigen Vorträge stattfinden. Der Vortrag von Dipl.-Ing. Dierbach über „Die Luftverkehrswege im Rahmen des Gesamtverkehrswesens" ist auf den 9. Juni verschoben worden.

Erfolg des deutschen Brückenbaues in Holland. Das Preisausschreiben der Stadt Rotterdam für den Bau einer neuen Brücke über die Maas hat den Eingang von 23 Entwürfen zur Folge gehabt; die meisten stammen aus Deutschland, einer aus Frankreich. Den ersten Preis erhielt der Entwurf der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, wozu der Unterbau von der Firma Grün & Bilfinger, Mannheim, angegeben ist.

Anforderungen an eine feuerbeständige und feuerhemmende Bauweise. Der preußische Minister für Volkswohlfahrt hat mit Erlaß vom 12. März 1925 — II. 9. 161 — bestimmt, daß an Stelle der bisherigen Begriffsbezeichnungen „feuerfest" und „feuersicher" in den Bauordnungen, bei Prüfung von Bauanträgen, in polizeilichen Verfügungen usw. die Ausdrücke „feuerbeständig" und „feuerhemmend" anzuwenden sind. Die Begriffsbestimmung „massiv" ist in den Bauordnungen als zu unbestimmt nicht mehr zu gebrauchen.

Die Anforderungen an die feuerbeständige oder feuerhemmende Bauweise sind folgende:

I. Feuerbeständige Bauweise.

Als feuerbeständig gelten: Wände, Decken, Unterzüge, Träger, Stützen und Treppen, wenn sie unverbrennlich sind, unter dem Einfluß des Brandes und des Löschwassers ihre Tragfähigkeit oder ihr Gefüge nicht wesentlich ändern und den Durchgang des Feuers geraume Zeit verhindern.

Im besonderen gelten als feuerbeständig:

a) Wände aus vollfugig gemauerten Ziegelsteinen, Kalksandsteinen, Schwemmsteinen, kohlefreien Schlackesteinen oder Steinen aus anderen im Feuer gleichwertigen Baustoffen von mindestens ½ Stein Stärke, ferner Betonwände aus mindestens 10 cm starkem, unbewehrtem Kiesbeton oder aus mindestens 6 cm starkem, bewehrtem Kiesbeton.

b) Decken aus Ziegelsteinen oder anderen unter a) aufgeführten Steinen oder Baustoffen bei Innehaltung der dort geforderten Mindestabmessungen.

c) Unterzüge und Träger aus Eisenbeton. — Eiserne Träger und Unterzüge gelten nur dann als feuerbeständig, wenn sie feuerbeständig ummantelt werden (siehe i).

d) Stützen und Pfeiler, wenn sie aus Ziegelsteinen, Beton oder Eisenbeton oder aus natürlichem, in Feuer hinreichend erprobtem Gestein hergestellt werden. — Stützen aus Granit oder Marmor gelten nicht als feuerbeständig. Stützen aus Eisen müssen allseitig feuerbeständig ummantelt sein (vergl. i).

e) Dachkonstruktionen in Eisenbeton. — Dachkonstruktionen aus Eisen gelten nur dann als feuerbeständig, wenn die eisernen Binderkonstruktionen feuerbeständig ummantelt werden (vgl. i) oder wenn der Dachraum feuerbeständig abgeschlossen wird und unbenutzbar bleibt.

f) Treppen, wenn sie aus Ziegelsteinen, Eisenbeton, erprobtem Kunststein oder erprobtem Werkstein hergestellt sind. — Freitragende Treppenstufen aus Marmor oder Granit gelten nicht als feuerbeständig.

g) Türen, wenn sie bei amtlicher Probe einer Feuersglut von etwa 1000 ° mindestens $^1/_2$ Stunde Widerstand leisten, selbsttätig zufallen, und in Rahmen aus feuerbeständigen Stoffen mit mindestens $1^1/_2$ cm Falz schlagen und rauchsicher schließen.

h) Verglasungen können in Vertikalwänden als feuerbeständig angesehen werden, wenn sie den Einwirkungen des Feuers und Löschwassers so viel Widerstand bieten, daß innerhalb einer $^1/_2$stündigen Brenndauer bei der amtlichen Probe (etwa 1000 °) ein Ausbrechen der Scheiben oder Verlorengehen des Zusammenhanges nicht eintritt.

i) Feuerbeständige Ummantelung. Die feuerbeständige Ummantelung der an sich nicht feuerbeständigen walzeisernen Träger und Unterzüge oder Stützen erreicht man durch allseitiges feuerbeständiges Ausmauern oder Ausbetonieren der Eisenprofile, wobei die Flanschflächen wenigstens 3 cm Deckung von Beton mit eingelegtem Drahtgewebe oder von gebranntem Ton oder anderem als gleichwertig erprobten Baustoff erhalten müssen. Die freiliegenden Flanschflächen walzeiserner Träger in preußischen Kappen und in eisernen Fachwerkwänden brauchen im allgemeinen keinen besonderen Feuerschutz.

II. Feuerhemmende Bauweise.

Als feuerhemmend gelten Bauteile, wenn sie, ohne sofort selbst in Brand zu geraten, wenigstens $^1/_4$ Stunde dem Feuer erfolgreich Widerstand leisten und den Durchgang des Feuers verhindern.

Insbesondere gelten als feuerhemmend:

a) Wände, Decken, Stützen und Dachkonstruktionen aus Holz, wenn sie mit $1^1/_2$ cm starkem, sachgemäß ausgeführtem Kalkmörtelputz auf Rohrung bekleidet sind; — auch Bekleidungen mit Rabitzputz oder anderen erprobten Baustoffen sind zulässig.

b) Treppen aus Sandstein, Eisen oder Hartholz, sonstige Holztreppen und nicht feuerbeständige Steintreppen, wenn sie unterhalb $1^1/_2$ cm stark gerohrt und geputzt oder gleichwertig bekleidet sind.

c) Türen aus Hartholz oder aus $2^1/_2$ cm starken gespundeten Brettern mit allseitig aufgeschraubter oder aufgenieteter Bekleidung von mindestens $^1/_2$ mm starkem Eisenblech und mit unverbrennlicher Wandung und Schwelle, sofern die Türen selbsttätig in wenigstens $1^1/_2$ cm tiefe Falze schlagen.

Zusätze und Ergänzungen nach Maßgabe der örtlichen Bedürfnisse, nicht aber Änderungen, durch die nachgeordneten Baupolizei- und Baupolizeiaufsichtsbehörden sind zulässig.

Die Wasserkräfte des Jordantals. In englischen Fachkreisen ist es viel und nicht immer beifällig bemerkt worden, daß die englische Regierung die Konzession zur Ausnutzung der Wasserkräfte in Palästina an den russischen Ingenieur Rutenberg, also einen Nichtengländer, erteilt hat. „Engineering" bringt neuerdings eine Beschreibung der Werke, mit deren Bau in diesem Jahre begonnen werden soll, sowie der Vorarbeiten, die bereits von Rutenberg ausgeführt worden sind. In diesem Aufsatz heißt es:

Das wichtigste Merkmal der Bodenbeschaffenheit von Palästina ist der tiefe Einschnitt des Jordantales, der das eigentliche Palästina von dem Lande jenseits des Jordans trennt. Dieser Einschnitt liegt im Süden am Toten Meer, rd. 400 m unter dem Meeresspiegel, im Norden am See Genezareth, etwa 200 m unter dem Meeresspiegel. Er setzt sich nach Norden fort über den Merom-See und endigt vor dem Bergmassiv des Hermon. Die drei genannten Seen werden vom Jordan durchflossen, etwa 8 km von der Südspitze des Sees Genezareth mündet der einzige Nebenfluß Jarmuk in den Jordan. Die Lage des Sees Genezareth, der ein großes natürliches Staubecken von 170 Mill. m² Fläche bildet, ist der Schlüssel zu dem ganzen Plan der Wasserkraftversorgung Palästinas.

Die Regenfälle sind am stärksten in der gebirgigen Gegend nördlich des Merom-Sees und spärlich im Jordantal, südlich des Sees Genezareth. Durch jahrhundertlange Vernachlässigung sind die Wälder verschwunden, die Berge von Palästina sind ganz kahl. Das Wasser fließt deshalb sehr schnell ab. Über das Verhältnis des abfließenden Wassers zu der gesamten Regenmenge bestehen noch keine genauen Angaben, ebensowenig über die Regenmenge in den einzelnen Distrikten.

Unter Berücksichtigung dessen, daß der See Genezareth ein Sammelbecken für die Winterniederschläge bildet, sieht der erste Teil des Entwurfs die Ausnutzung des Gefälles von 50 m zwischen diesem See und Jisr-el-Majameh vor. Es ist beabsichtigt, dieses Gefälle in zwei Stufen auszunutzen und das eine Kraftwerk in der Nähe von Majameh, das andere etwa 5 km höher am Jordan hinauf zu bauen. Das erstere liegt unterhalb der Mündung des Jarmuk, erhält also Wasser von beiden Flüssen. Ein Damm im Jordan soll das Wasser bis zu einer Tiefe von 6 m stauen und ein Becken mit einer Fläche von über 1 Mill. m² bilden. Ein Damm im Jarmuk soll ferner ein Zwischenbecken von 8 m Tiefe bilden. Letzteres soll das Wasser des Jarmuk während der Nacht sammeln. Ein Kanal von 1,9 km Länge wird die beiden Becken verbinden, und ein 400 m langer Kanal soll zu dem Einlaufbecken, den Schützen und dem Kraftwerk von Majameh führen. Der Wasserspiegel des Jarmuk-Beckens wird 224 m unter dem Meere, derjenige des Ablaufkanals 249 m tiefer liegen, es steht also ein Gefälle von 25 m zur Verfügung. Die jährliche Wassermenge beider Flüsse zusammen wird auf 45 m³/Sek. geschätzt. Da das Wasser aus dem See Genezareth entnommen werden kann, je nachdem es gebraucht wird, so ist das Kraftwerk für einen durchschnittlichen Tagesbedarf veranschlagt worden mit einer Leistung von 24 000 PS. Die jährliche Energiemenge, die das erste Jordan-Kraftwerk leisten kann, wird 60 Mill. kWh betragen. Es sollen zunächst drei Turbinensätze von je 6000 PS aufgestellt werden, Kanäle, Dämme und Hilfseinrichtungen sind aber für die höchste Leistung berechnet, so daß weitere Maschinensätze zugefügt werden können.

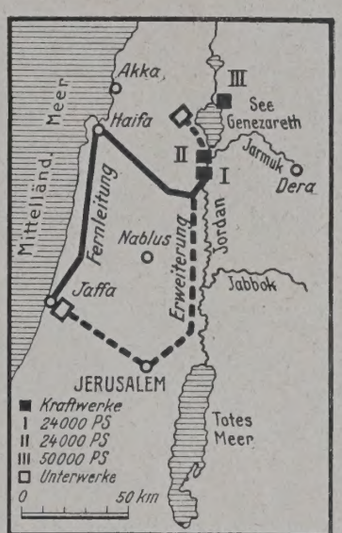


Abb. 1.

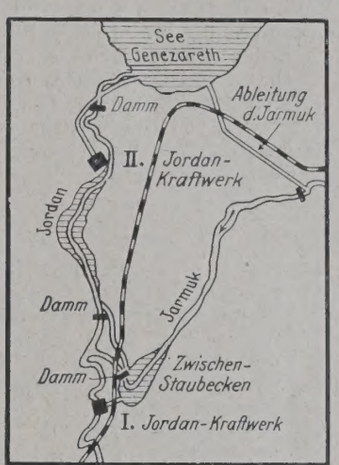


Abb. 2.

Das zweite Kraftwerk am Jordan, das ein Gefälle von ungefähr 24 m ausnutzt, soll erst gebaut werden, wenn das erste die Grenze seiner Leistungsfähigkeit erreicht hat. Es soll dazu nach Abb. 2 das Wasser des Jarmuk in den See Genezareth geleitet werden, so daß beide Kraftwerke alles Wasser beider Flüsse erhalten.

Um die Abgabe von Energie sicherzustellen, sind in Haifa und Jaffa Aushilfwerke mit Dieselmaschinen vorgesehen, die Strom von 6300 V erzeugen können. Das Aushilfwerk in Jaffa ist bereits fertig und liefert Strom für diese Stadt und für Tel-Aviv, die neue jüdische Stadt unmittelbar nördlich von Jaffa. Eine Fernleitung von 15 km Länge mit 15 000 V versorgt das Militärlager im Südosten von Jaffa mit Strom und wird später dem Netz für die Umgebung von Jaffa angegliedert. Das Werk in Haifa ist zurzeit im Bau begriffen und enthält zunächst vier Diesel-Sätze von je 300 PS. Ein kleineres Werk wird in Genezareth gebaut, am Westufer des Sees, mit zwei Diesel-Sätzen von 100 bezw. 50 PS.

Die Bevölkerung von Palästina beträgt ungefähr 750 000, davon hat Jerusalem 64 000, Jaffa 46 000 und Haifa 40 000 Einwohner. Jerusalem hat infolge seiner Lage in den Bergen kaum Aussicht, eine Fabrikstadt zu werden, Jaffa und Tel-Aviv dagegen nehmen an Bevölkerungszahl zu und verbrauchen schon jetzt die gesamte Energie der vorhandenen Kraftwerke. Jaffa gebraucht Bewässerung für seine Orangenplantagen; das Wasser wird aus Brunnen gepumpt, wozu schon heute bis zu 2000 kW benötigt werden, ausgedehnte Obstgärten an der Küste werden in Zukunft noch mehr Kraft erfordern. Die Ebene Jesreel südöstlich von Haifa ist mit Hilfe von Pumpwerken ebenfalls entwicklungsfähig. In Haifa ist das Unterwerk bereits vollständig ausgenutzt; sollte sich diese Stadt als Zugangshafen für Syrien entwickeln, so würde die Nachfrage nach elektrischer Energie bedeutend zunehmen.

Die Talsperre von Montejaque in Andalusien. Eine der höchsten bisher ausgeführten Staumauern ist die von der Elektrizitätsgesellschaft Sevilla zur Ausnutzung der Wasserkräfte des Gaduares im Westen der Provinz Malaga in Stampfbeton ausgeführte, 83,25 m hohe Talsperre von Montejaque, die ihren Namen von der engen und tiefen Felsenschlucht hat, zu deren Abschluß sie dient und über die „Génie Civil" vom 13. Dezember 1924 berichtet.

Das dortige Gestein ist ein äußerst widerstandsfähiger Jurakalkstein, der einen vorzüglichen Untergrund und natürliche Widerlager

bildet, so daß sämtliche Vorbedingungen für die Anlage einer auf Gewölbewirkung berechneten Bogentalsperre gegeben waren (vergl. Abb. 2, rechts). Der Krümmungshalbmesser wechselt von 22 m an der Grundfläche bis zu 37,50 m an der Krone; die Länge der letzteren ist 78 m, ihre Breite 3 m, die Fußbreite 16,75 m (Abb. 1).

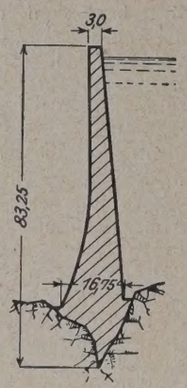


Abb. 1. Querschnitt der Staumauer.

Die Ausführung geschah nach amerikanischen Vorbildern im Gießbetonverfahren, indem der fertig gemischte Beton von der Spitze eines bis zu 73 m hohen und 2,40 m im Geviert messenden Gießturmes aus in Rinnen zur Verwendungstelle gebracht wurde. Abb. 2 u. 3 veranschaulichen den Arbeitsvorgang, bei dem mit dem Fortschritt der Bauarbeiten und dem Wachsen der Mauerhöhe auch die Höhe des aus einzelnen Holzgefachen zusammengesetzten Turmes wuchs. Für den obersten Teil der Mauer, für den, wie aus Abb. 2 ersichtlich, das notwendige Rinnengefälle nicht mehr erzielt werden konnte, wurde der Beton in Kippwagen herangeschafft.

Die erforderlichen Zuschlagstoffe zur Betonbereitung gewann man — nicht ohne beträchtlichen Aufwand an Sprengmitteln — aus einem etwa 500 m von der Baustelle entfernten Steinbruch, indem man für die bei jeder Sprengung gewonnenen 5000 bis 6000 t gelösten Gesteins

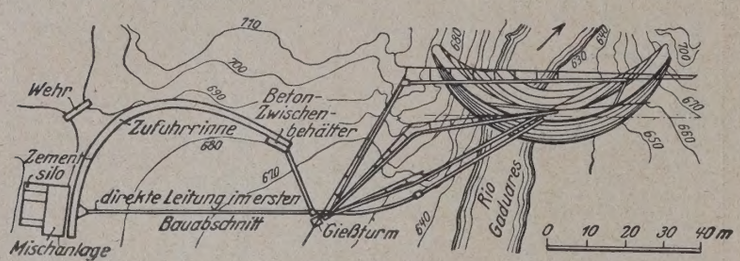


Abb. 2. Grundriß der Staumauer und der Baustelleneinrichtung.

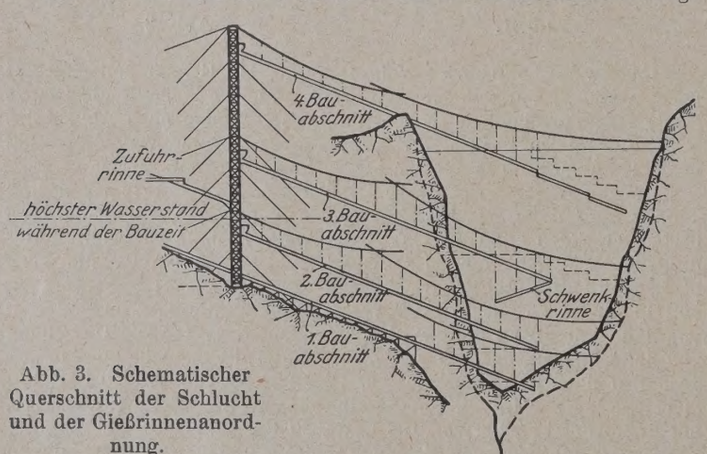


Abb. 3. Schematischer Querschnitt der Schlucht und der Gießrinnenanordnung.

etwa 1 bis $1^1/_2$ t Sprengstoff benötigte. Das gewonnene Material gelangte — nachdem allzu große Blöcke durch Preßlufthämmer zerkleinert waren — teils in Förderwagen, teils durch Derrickkrane zur Zerkleinerungsanlage, die für Sand und Schotter aus je einem Brecher mit 75 bezw. 100 PS Antrieb und den notwendigen Sieb- und Rechenanlagen bestand. Vom Brecher gelangte das Material auf einem Förderband zunächst nach Zwischensilos von 400 m³ Gesamtinhalt, von dort in Kippwagen nach größeren, etwa 760 m³ fassenden Silos in unmittelbarer Nähe der Betonbereitungsanlage. Die letztere besteht aus drei Mischmaschinen von 0,76 und 0,38 m³ Inhalt und mit Motorantrieb; der Zement wurde in Säcken durch Maultiere und — soweit es die Beschaffenheit der Zufahrtstraße erlaubte — in Lastkraftwagen herangebracht.

Die drei Mischmaschinen entleerten ihren Inhalt in einen Sammeltrichter, aus dem der Beton in ununterbrochenem Fluß in einer Zufuhrrinne zum Fuße des Gießturmes, an diesem empor in Förderkübeln zu einem auf der jeweiligen Turmhöhe befindlichen Behälter und von hier endlich in die Zuleitungs- und Verteilungsrinnen gelangte. Die Aufhängung dieser Rinnen ist in Abb. 2 u. 3 veranschaulicht: Die Tragseile dazu konnten dank der Enge der Schlucht an deren Felswänden verankert werden, was die Aufstellung von Auslegern oder Schwenkarmen entbehrlich machte. Während des ersten Bauabschnitts gelangte der flüssige Beton von der Mischanlage unmittelbar in Rinnenleitung zur Verwendungstelle. Das Betonieren geschah in Lagen von 1,20 m Höhe: Bei der Schalung war einerseits auf den dadurch entstehenden seitlichen Druck, anderseits darauf Rücksicht zu nehmen, daß wegen des fehlenden Blendmauerwerks eine möglichst glatte Außenseite zu erzielen war. Sie bestand für die Rückseite der

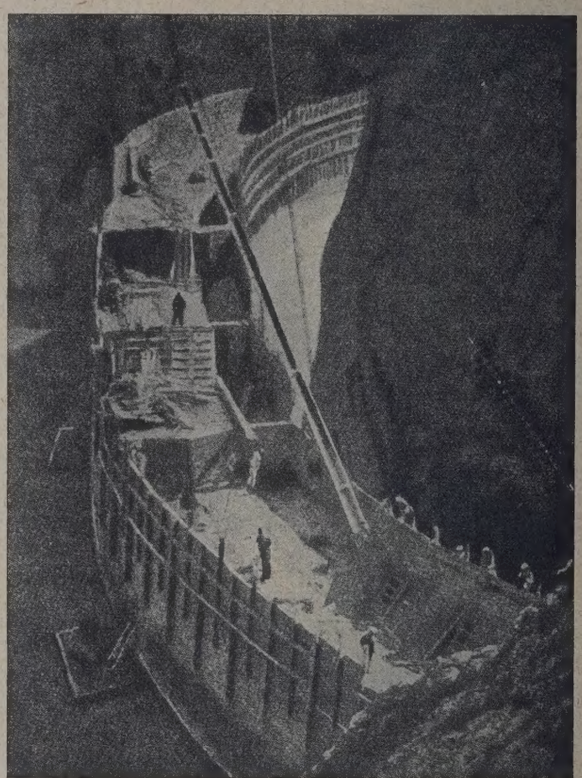


Abb. 4. Bauaufnahme.

Mauer aus sorgfältig hergestellten Holztafeln von 1 m Höhe und 2 m Länge mit Querriegeln, in deren überstehende Enden die nächst obere Schaltafel eingepaßt werden konnte (Abb. 4). Ebenso wurde der seitliche Verband zwischen den einzelnen Tafeln einer Schalungsreihe durch überstehende wagerechte Riegel erreicht; die vordere Schalung war aus eisernen Tafeln von 2,40 m Höhe und 3,60 m Länge zusammengesetzt und durch C-Eisen gehalten. Ki.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: der Reichsbahnoberrat Kiesner, Frankfurt (Oder), als Mitglied zur R. B. D. Cassel, die Reichsbahnräte Dr. jur. Thayssen, Köln, als Mitglied zur R. B. D. Berlin, Dr. jur. Bauer, Breslau, als Vorstand zum Verkehrsamt Meiningen, Berndt, Meiningen, zur R. B. D. Hannover, Nord, Frankfurt (Oder), als Vorstand zum Verkehrsamt Aschersleben, Dr. jur. Kuhberg, Berlin, zur R. B. D. Osten, Frankfurt (Oder), Arnoldt, Prenzlau, als Vorstand zum Betriebsamt 1 Wittenberge und Hitzer, Königsberg (Pr.), als Vorstand zum Betriebsamt 2 Stralsund.

Übertragen ist: dem Reichsbahnrat Dr. jur. Trierenberg die Stellung als Vorstand des Verkehrsamts Frankfurt (Oder).

Berichtigung. Unter Aufhebung der Versetzung des Reichsbahnrats Wagner von Mainz wird dieser nach Darmstadt abgeordnet.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Hans-Joachim Roloff, Joachim Steffens (Wasser- und Straßenbaufach).

Gestorben sind: der Geheime Baurat Paul Walther, Berlin-Lichterfelde, früher Vorstand des Eisenbahnbetriebsamts Burgsteinfurt, und der Regierungs- und Baurat i. R. Moritz Musset, Kolberg, früher Vorstand des Hafenbauamts Kolberg.

INHALT: Müller-Breslau †. — Eisenbetonspundwände. — Über die Verkehrsbahndecke beweglicher Einbauten bei Straßenbrücken. — Vorschlag für ein einheitliches Brückenlager. (Schluß.) — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen. Internationales Organ für Betonbau. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Erfolg des deutschen Brückenbaues in Holland. — Anforderungen an eine feuerbeständige und feuerhemmende Bauweise. — Wasserkräfte des Jordantals. — Talsperre von Montejaque in Andalusien. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

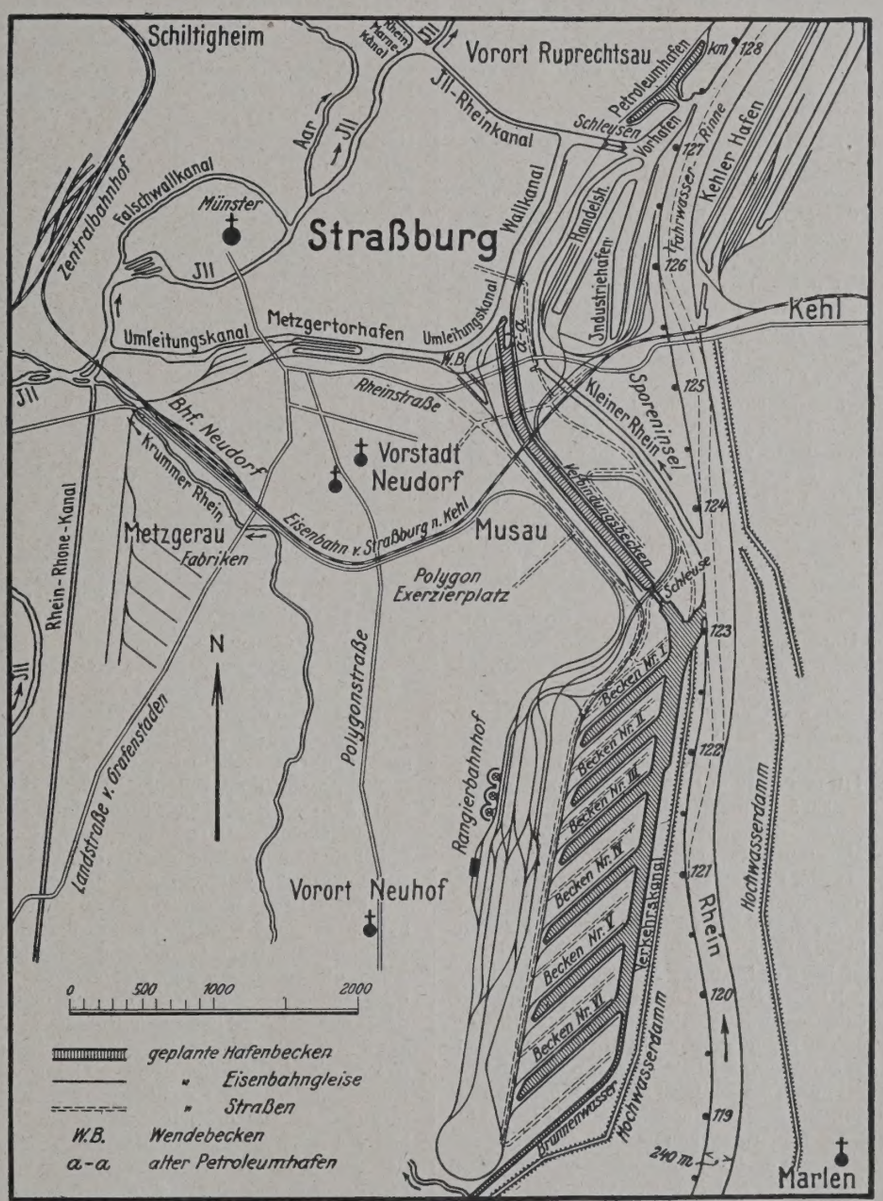
3. Jahrgang | BERLIN, 15. Mai 1925 | Heft 21

Alle Rechte vorbehalten.

Die geplante Erweiterung des Straßburger Rheinhafens.

Von Baurat August Schneider, ehem. Leiter der Rheinregulierung in Elsaß-Lothringen.

Die in den Jahren 1907 bis 1916 durchgeführte und in der ersten Anlage fertiggestellte Regulierung des Rheinstroms zwischen Sondernheim (Speyer) und Straßburg ist bekanntlich, entgegen allen ungünstigen Prophezeiungen eines sicheren Mißlingens dieses Unternehmens, von glänzendem Erfolge gekrönt worden; das angestrebte Ziel, nämlich die Schaffung einer regelmäßigen, auch bei den niedrigsten Wasserständen brauchbaren Großschiffahrtrinne ist vollständig erreicht und Straßburg dadurch an Stelle Mannheims zum Endpunkt und Emporium der großen Handelsschiffahrt erhoben worden.[1]) Schon im Jahre 1912 war die Stromregulierung so weit vorangeschritten, daß die Schiffahrt zum ersten Male das ganze Jahr über ohne jede Unterbrechung nach dem Straßburger Hafen mit wirtschaftlichem Nutzen betrieben werden konnte, während sie vor der Regulierung in der Regel an durchschnittlich 140 Tagen im Jahre wegen ungenügender Fahrwassertiefe eingestellt werden mußte. Dabei war das Jahr 1912 noch ein besonders wasserarmes Jahr, das ohne die Verbesserung durch die Regulierungsarbeiten noch eine erheblich längere Unterbrechung der Schiffahrtperiode gebracht haben würde. In diesem Jahre konnte sogar die merkwürdige Tatsache verzeichnet werden, daß die Schiffahrt unterhalb Mannheim an einigen Tagen des Monats Februar wegen Eisbildung auf dem Rhein unterbrochen werden mußte, während die Schiffe und Schleppzüge oberhalb Mannheim ungehindert ihre Fahrt bis Straßburg fortsetzen konnten. Diese großartige Verbesserung der Wasserstraße hatte im Verein mit dem lebhaften Aufblühen von Handel und Industrie in Elsaß-Lothringen naturgemäß einen alle Erwartungen weit übertreffenden Aufschwung der Großschiffahrt zur Folge, und die Verkehrsziffern des Straßburger Rheinhafens schnellten mit Riesensprüngen in die Höhe; wohl wenige Binnenhäfen haben eine ähnlich stürmische Aufwärtsbewegung der Verkehrsmengenkurven aufzuweisen wie die Straßburger Hafenanlagen. Während noch im Jahre 1907, also zu Beginn der Regulierungsarbeiten, der Güterverkehr dieses Rheinhafens nur 627 020 t betrug, war er im Jahre 1913 bereits auf 1 988 310 t, also auf mehr als das Dreifache gestiegen, und es war schon damals vorauszusehen, daß die vorhandenen Hafenanlagen sich in kürzester Frist als unzulänglich erweisen würden, die anflutenden Gütermengen zu bewältigen, da ja an einem weiteren beschleunigten Anwachsen des Verkehrs nach menschlichem Ermessen nicht zu zweifeln war. In weiser Voraussicht dieser Dinge hatte daher der geniale Bürgermeister Straßburgs, Dr. Schwander (jetziger Oberpräsident von Hessen-Nassau), beizeiten einen großzügigen, der künftigen Entwicklung Rechnung tragenden Hafenerweiterungsplan ausarbeiten lassen, dessen Ausführung im Jahre 1914 in Angriff genommen werden sollte, als der Ausbruch des Krieges eine jähe Unterbrechung der ganzen so erfreulichen wirtschaftlichen Aufwärtsbewegung Straßburgs verursachte und alle Pläne mit einem Schlage vernichtete. Die langandauernde Lähmung des gesamten Wirtschaftslebens, das Daniederliegen von Handel und Industrie während des Krieges und der ersten Nachkriegsjahre waren, wie nicht anders zu erwarten, von verheerender Wirkung auf den Güterumschlag im Straßburger Hafen, und die Verkehrsziffern sanken sturzweise von ihrer stolzen Höhe auf einen Tiefstand hinab, wie er zu Beginn der Rheinregulierungsarbeiten vorhanden zu sein pflegte; der Hafen war für lange Zeit wieder groß genug. Auch nach dem Zustandekommen des Versailler Diktats erholte sich infolge der schlechten allgemeinen Wirtschaftslage der Güterverkehr im Straßburger Rheinhafen nur langsam, und die Verkehrsziffer des Jahres 1920 beträgt erst 1 450 065 t, also über $^1/_2$ Mill. t weniger als im Jahre 1913. Erst in den letzten drei Jahren setzte wieder eine starke Verkehrssteigerung ein, die Gütermengen des Jahres 1913 wurden im Jahre 1922 zum ersten Male wieder erreicht und in den folgenden Jahren schnell überholt, so daß das Jahr 1924 es auf eine Verkehrsmenge von 2 739 260 t brachte. Hiermit ist aber die Leistungsfähigkeit der bestehenden Hafenanlagen erschöpft und die Notwendigkeit sofortiger umfassender Erweiterungsbauten dringlich geworden. Die Erweiterungsarbeiten sollen nun nach Maßgabe des von der Stadt Straßburg im Benehmen mit der französischen Wasserbauverwaltung neu auf-



Übersichtskizze.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 12, S. 129.

gestellten Planes — es handelt sich dabei um eine Abänderung des früheren, deutschen Entwurfs — alsbald in Angriff genommen und so beschleunigt werden, daß sie womöglich, wenigstens im ersten Abschnitt, bis zum 10. Januar 1927 vollendet sein werden, an welchem Tage bekanntlich der badische Nachbarhafen Kehl, der auf Grund des Artikels 65 des Versailler Diktats mit dem Straßburger Rheinhafen zu einem einheitlichen, unter französischer Verwaltung stehenden Verkehrsgebiet vereinigt worden ist, seine Freiheit wiedererlangen soll. Auf diese Weise soll dem gefürchteten Wettbewerb dieses Nachbarhafens rechtzeitig entgegengetreten werden. Sollten bis zum genannten Termine die Erweiterungsarbeiten noch nicht beendigt und die neuen Hafenteile noch nicht benutzbar sein, so darf nach den weiteren Bestimmungen des Artikels 65 des Friedensdiktats mit Zustimmung der Zentralkommission für die Rheinschiffahrt die organische Betriebsgemeinschaft beider Häfen unter französischer Herrschaft noch bis zum 10. Januar 1930 verlängert werden, ein Zeitpunkt, der weit genug hinausgerückt ist, um den ganzen Erweiterungsplan in allen Teilen zu verwirklichen.

Die folgenden Ausführungen sollen nur eine generelle Beschreibung der geplanten Hafenerweiterung darstellen, wobei zum leichteren Verständnis auf die Übersichtskizze verwiesen wird.

Der gegenwärtig vorhandene Hafen besteht aus zwei getrennten Teilen, nämlich dem älteren, im Jahre 1892 eröffneten Metzgertorhafen mit Petroleumhafen und dem neueren, im Jahre 1902 dem Verkehr übergebenen Sporeninselhafen, die beide in das als Vorhafen ausgebildete Mündungsgebiet des „Kleinen Rheins“ einmünden, eines linken Seitenarmes, der bei Rhein-km 123,500 (elsässischer Ufereinteilung) vom Hauptstrom abzweigt und sich jetzt bei Rhein-km 127,500 mit ihm wieder vereinigt. Bis zum Jahre 1920 lag diese Mündungstelle weiter stromaufwärts bei Rhein-km 127,100, woraus sich eine sehr steile, für die Schiffahrt ungünstige und gefährliche Einfahrt aus dem Rhein in den Vorhafen ergeben hatte. Die schon von der deutschen Verwaltung geplant gewesene, aber infolge des Krieges zurückgestellte Verlegung der Mündungstelle mit entsprechender Umgestaltung der Hafeneinfahrt wurde in den Jahren 1920 bis 1921 von der französischen Verwaltung mit einem Kostenaufwande von rd. 4 650 000 Franken vorgenommen, von welcher Summe $^2/_3$ vom Staate und $^1/_3$ von der Stadt Straßburg getragen wurden. Die Insel zwischen dem Kleinen Rhein und dem Hauptstrom heißt die Sporeninsel, ein Name, der aus der Zeit der großen, um die Mitte des vorigen Jahrhunderts ausgeführten Rheinkorrektion stammt und darauf hinweist, daß das betreffende Gelände dem damals noch ungebändigten Wildstrome durch Anlage zahlreicher Sporen (Traversen und Buhnen) abgerungen worden ist. Der Metzgertorhafen liegt am Umleitungskanal, der um den südlichen Festungswall sich hinziehend den Rhein-Rhône-Kanal und die kanalisierte Jll mit dem Rhein-Marne-Kanal verbindet und mit dem Vorhafen des Kleinen Rheins und damit mit dem Hauptstrom durch zwei nebeneinander liegende Endschleusen in Verbindung steht. Diese beiden Kammerschleusen, von denen die größere, im Jahre 1902 fertiggestellte, eine Nutzlänge von 110 m bei 12 m Lichtweite hat und daher einen großen Rheinkahn von 2000 t Ladefähigkeit mit einem Hafenschleppboot aufzunehmen vermag, während die ältere, anfangs der achtziger Jahre des vorigen Jahrhunderts erbaute nur für kleinere Schiffe benutzbar ist, sind mit je drei Paaren eiserner Doppelstemmtore versehen, die je nach dem Höhenunterschiede der Wasserstände des Rheins und des Umleitungskanals entweder gegen die Jll oder gegen den Rhein hin abschließen. In der Regel steht der Wasserspiegel des Kanals, der normalerweise auf Kote + 135,08 m N.N. liegt, höher als der Spiegel des Vorhafens des Kleinen Rheins, so daß gewöhnlich die gegen die Jll stemmenden Schleusentore geschlossen und die Rheintore geöffnet sind. Bei normalem Niederwasser des Rheins, d. h. bei einem Stande von + 1,79 m am Straßburger Rheinbrückenpegel (gleichwertiger Wasserstand 1908!), hat der Wasserspiegel an der Einmündung des Kleinen Rheins in den Hauptstrom die Höhenlage von + 132,63 m N.N., d. h. der Wasserspiegel des Umleitungskanals und des Metzgertorhafens liegt in diesem Falle 2,45 m höher als der des Vorhafens an der Mündung des Kleinen Rheins. Bei einem Stande des Straßburger Brückenpegels von + 4,24 m liegen Kanal- und Rheinwasserspiegel in gleicher Höhe, der Gefällunterschied an den Endschleusen verschwindet, und die Schiffe können die Schleusen bei geöffneten Toren nach beiden Richtungen glatt durchfahren. Bei noch höheren Rheinständen, die aber schon zu den selteneren und kurz dauernden Hochwasserständen gehören, müssen die nach dem Rhein hin stemmenden Tore geschlossen werden, und die Schleusungen finden im umgekehrten Sinne statt. Der Unterdrempel der alten Schleuse liegt auf einer relativen Höhe von + 0,41 m, derjenige der neuen Schleuse dagegen auf einer solchen von — 1,88 m am Straßburger Rheinbrückenpegel. Der Metzgertorhafen besteht aus einem Becken von 550 m Länge und 40 m Sohlenbreite, aus dem alten 300 m langen, ebenfalls 40 m breiten, äußerst ungünstig gelegenen Petroleumhafen und einer rd. 1,8 km langen Verbreiterung des Wallkanals. Die Wassertiefe des Metzgertorhafens und des Umleitungskanals nach dem Rhein beträgt stets 2,50 m, diejenige des alten Petroleumbeckens dagegen nur 2 m. Das Gesamtgebiet des Metzgertorhafens mit den genannten Nebenbecken umfaßt eine Fläche von 46,09 ha, wovon 9,90 ha auf die Wasserfläche entfallen. Der Sporeninselhafen wird aus zwei Becken gebildet, nämlich dem 1100 m langen, 100 m breiten Handelshafen und dem 1300 m langen, 50 m breiten Industriehafen, die beide eine gemeinsame freie Einmündung in den Vorhafen des Kleinen Rheins haben und deren Wasserspiegel daher jeweils mit dem des offenen Stromes übereinstimmt. Die Sohle des Sporeninselhafens liegt relativ (im Stromgefälle!) auf Kote — 1,41 m des Straßburger Rheinbrückenpegels, so daß seine Wassertiefe beim niedrigsten schiftbaren Rheinstande noch rd. 3 m beträgt. Das Hafengelände hat durchweg eine hochwasserfreie Lage. Der Sporeninselhafen nimmt im ganzen ein Flächengebiet von 127,73 ha ein, wovon 31,27 ha Wasserfläche sind. Beide Hafenkomplexe, der Metzgertorhafen mit seinen Annexen und der Sporeninselhafen, sind durch ausgedehnte Gleisanlagen sowohl an die Hauptbahnlinie Straßburg—Kehl als auch an die Nebenbahnlinie Straßburg—Grafenstaden—Markolsheim angeschlossen; außerdem ermöglichen die zahlreichen vorhandenen Hafenstraßen auch einen lebhaften Güterverkehr auf dem Landwege. Die Gesamtlänge der an beiden Hafengruppen vorhandenen Verladeufer beträgt 10,5 km, davon sind 4 km Kaimauern. Die gesamten, gegenwärtig bestehenden Hafenanlagen (also Metzgertor- und Sporeninselhafen zusammen!) sind ausgestattet mit 8 Lagerhäusern, 8 Werfthallen, 6 Lagerschuppen, 10 Getreideelevatoren, 13 Dampfdrehkranen von 3 t, 7 solchen von 3,5 t und 2 Dampfdrehkranen von 4 t Tragkraft, 1 schwimmenden Dampfdrehkran von 3 t, 4 solchen von 3,5 t, 1 desgl. von 4 t und 4 ebensolchen von je 7 t Tragkraft. Ferner sind an Umschlagsvorrichtungen vorhanden: 1 elektrisch betriebener Kran von 3 t, 5 elektrisch betriebene Halbportalkrane von je 4 t Tragkraft, 8 elektrisch betriebene Vollportalkrane von je 4 t, 2 ebensolche von je 8 t und 1 solcher von 10 t Tragkraft, 2 elektrisch betriebene fahrbare Kohlenverladebrücken mit Kranen von 5 t Tragkraft, 2 desgl. mit Kranen von 8 t und 1 elektrisch betriebener Bockkran von 10 t Tragkraft. Den Hafenschleppdienst besorgen 3 Schraubendampfboote von je 100 PS_{ind}.

Während die jährliche Umschlagsleistung für 1 lfd. m Verladeufer in den Jahren vor dem Kriege rd. 200 t betrug, ist sie im Jahre 1924 auf 300 t gestiegen, eine Ziffer, die von keinem anderen Rheinhafen erreicht wird und die auch die Grenze des Möglichen darstellt. Wie schon erwähnt, hat das Jahr 1924 dem Straßburger Hafen zum ersten Male eine Verkehrsziffer von 2 739 260 t gebracht, und es läßt sich mit Sicherheit voraussehen, daß die Umschlagsziffern in kurzer Zeit noch eine gewaltige Steigerung erfahren werden, wenn die beschlossene und genehmigte Hafenerweiterung ausgeführt sein wird. Man rechnet in französischen Wirtschaftskreisen damit, daß der Straßburger Hafen schon in 5 bis 6 Jahren einen Güterverkehr von 6,5 Mill. t haben wird, und nimmt sogar an, daß diese Ziffer in nicht zu ferner Zukunft sogar bis auf 10 Mill. t steigen dürfte. Diese Berechnungen erscheinen durchaus nicht übertrieben, wenn man bedenkt, daß Straßburg als Endpunkt der Schiffahrt auf dem Rhein, dem Rhein-Marne- und Rhein-Rhône-Kanal neben seinen eigenen Wirtschafts- und Verkehrsbedürfnissen die eines ungeheuren Hinterlandes zu befriedigen hat. Können doch allein 20 französische Departements und die größten Teile der Ostbahn und der Paris-Lyon-Mittelmeer-Bahn in wirtschaftlicher Weise mit Ruhrkohlen versorgt werden, die auf dem Rhein nach Straßburg kommen und hier auf Kanalschiffe und die Eisenbahn umgeschlagen werden. Auch die Schweiz erhält einen großen Teil ihrer Kohlen über Straßburg entweder mit der Eisenbahn oder auf dem Rhein-Rhône- und dem nunmehr verbesserten Hüninger Kanal. Nicht weniger wichtig als die Einfuhr von Steinkohlen ist diejenige von amerikanischem Getreide und Petroleum, welche Güter einen starken Prozentsatz des Umschlagsverkehrs ausmachen. Während früher die Ausfuhr aus dem Straßburger Hafen rheinabwärts nur eine geringe Rolle spielte und kaum 4 bis 5 % des Gesamtverkehrs betrug, ist sie inzwischen infolge des neu hinzugetretenen Versandes von oberelsässischem Kali und Soda sowie von lothringischen Eisenerzen derart angewachsen, daß sie jetzt schon $^1/_6$ = rd. 17 % der gesamten umgeschlagenen Gütermengen ausmacht. Die starke prozentuale Zunahme des Talverkehrs ist natürlich von großer wirtschaftlicher Bedeutung für die Interessenten des Straßburger Hafens, denn die Talfracht übt, wie ja leicht einzusehen, einen mäßigenden Einfluß auf die Höhe der Bergfrachten aus. Die Bergfrachtsätze können jetzt erheblich niedriger gehalten werden als früher, wo die meisten Kähne beinahe leer die Rückreise von Straßburg nach dem Unterrhein zurücklegen mußten.

Die Aufgabe, den Hafen so umzugestalten, daß er zunächst einen Jahresverkehr von 6,5 Mill. t und später von 10 Mill. t bewältigen kann, verlangt naturgemäß Neuanlagen größten Umfanges. Eine Verlängerung der zurzeit bestehenden Hafenbecken kommt schon deshalb nicht in Betracht, weil diese ringsum von bebauten, teuren Grundstücken umgeben sind, deren Erwerb einen ungeheuren Kostenaufwand

verursachen würde. Auch könnte infolge der ungünstigen örtlichen Verhältnisse eine solche Verlängerung der vorhandenen Becken nur in so beschränkten Grenzen ausgeführt werden, daß die angestrebte Vergrößerung der Leistungsfähigkeit des Hafens nicht erreicht werden würde. Bei Zugrundelegung der oben angegebenen größten spezifischen Leistungsfähigkeit von 300 t im Jahr auf 1 lfd. m Verladeufer bedingt eine jährliche Umschlagsmenge von 6,5 Mill. t eine Gesamtlänge der Kais von rd. 22 km, also ungefähr eine Verdoppelung der Länge der gegenwärtig bestehenden Verladeufer. Eine so gewaltige Aufgabe kann nur durch großzügige Maßnahmen, d. h. durch Herstellung ganz neuer, weit außerhalb des Stadtgürtels gelegener ausgedehnter Hafenbecken, gelöst werden, die natürlich mit den alten Hafenbecken durch einen Verbindungskanal in organischem Zusammenhang stehen müssen.

Was die Wahl der örtlichen Lage des neuen Hafens anbetrifft, so kamen bei der Planaufstellung zwei Lösungen in Frage, nämlich entweder ein Hafen im Norden oder ein solcher im Süden der Stadt. Man hat sich für die Lage im Süden entschieden, jedoch dem neuen Petroleumhafenbecken aus Sicherheitsgründen einen Platz nördlich der Mündung des Kleinen Rheins zugewiesen, so daß es soweit als möglich von den übrigen Anlagen entfernt ist. Wenn auch der Südhafen den Nachteil hat, daß er bei hohen Wasserständen des Rheins von den großen Schleppdampfern nicht erreicht werden kann, weil diese dann nicht unter den zu tief liegenden Kehler Brücken hindurchfahren können, so hat er doch gegenüber einem Nordhafen so viele schwerwiegende Vorteile wirtschaftlicher, finanzieller und technischer Art, daß ihm unbedingt der Vorzug gegeben werden mußte. Die im Süden Straßburgs zwischen dem Vorort Neuhof und dem Rhein gelegenen ausgedehnten, von Altwasserschluten durchzogenen unbewirtschafteten Geländeflächen geringen Wertes, die einst bei der Korrektion des Stromes gewonnen wurden und zum größten Teil der Stadt und dem Staate gehören, ermöglichen es, die Kosten für den Grunderwerb möglichst herabzusetzen. Dabei ist die Möglichkeit gewahrt, den neuen Hafen später nach Bedürfnis in unbeschränktem Maße in der Südrichtung auszudehnen. Der Anschluß des Südhafens an das bestehende Eisenbahnnetz ist leichter und daher mit geringeren Kosten zu bewerkstelligen, als es bei einem Nordhafen möglich wäre, ebenso ist die Verbindung sowohl mit dem alten Hafen als auch mit den Schiffahrtkanälen durch einen besonderen Verbindungskanal leichter herzustellen, und vor allen Dingen ist der Übergang des Südhafens in die unterste Haltung des geplanten, großen linksrheinischen Seitenkanals zwischen Basel und Sraßburg (grand canal d'Alsace!) von selbst gegeben. Die Lage des Hafens im Süden bedingt eine wesentliche Verkürzung der Transportweiten auf dem Schienenwege für den größten Teil der Wirtschafts- und Verbrauchszentren des Hinterlandes von Straßburg. Ein besonderer Vorteil des Südhafens ist, daß er in unmittelbarer Nähe der Industrie- und Arbeitervororte zu liegen kommt und daß er sich überhaupt besser in den ganzen Stadtplan einpaßt, dessen nach Norden strebende weitere Entwicklung in keiner Weise durch ihn beeinträchtigt oder behindert wird. Alle diese gewichtigen Vorteile wären bei einem Nordhafen nicht vorhanden. Der obenerwähnte, einzige Nachteil des Südhafens bei hohen Rheinwasserständen ist nicht so bedeutend, daß seinetwegen auf die großen Vorteile des Südplans verzichtet werden kann; handelt es sich dabei doch eigentlich mehr nur um eine Unbequemlichkeit als um einen wirtschaftlichen Schaden. Wenn die großen Schleppdampfer bei hohen Rheinständen ihre Anhangkähne nicht unmittelbar in den neuen Südhafen einbringen können, so werfen sie sie eben wie bisher im Vorhafen des Kleinen Rheins ab, von wo aus die Weiterbeförderung der Kähne in die einzelnen Hafenbecken durch die vorhandenen kleinen Hafendampfer stattfindet. Der bereits offengelegt gewesene und zur Ausführung genehmigte Plan sieht folgende Anlagen vor (vergl. Skizze!): zunächst einen rd. 400 m oberhalb des anfangs des Kleinen Rheins nach Süden abzweigenden, mit dem Strom annähernd parallel verlaufenden, 3,5 km langen Verkehrskanal von 90 bis 120 m Sohlenbreite, der zugleich als Hafenbecken dient; sodann sechs von diesem Verkehrskanal unter spitzem Winkel nach Südwesten abzweigende, untereinander parallele Hafenbecken Nr. I bis Nr. VI von je 1000 m Länge und 100 m Sohlenbreite, weiterhin einen 2,5 km langen, 90 m breiten, gleichzeitig als Hafenbecken dienenden Verbindungskanal mit konstantem Niveau, der mittels zweier nebeneinander liegender, großer Kammerschleusen mit Gegensperrtoren an den vorgenannten Verkehrskanal angeschlossen ist und annähernd parallel zum Kleinen Rhein nach dem alten, als solcher wegfallenden Petroleumhafen und nach dem Wallkanalbecken verläuft. Ferner ist in dem Entwurfe vorgesehen ein in südöstlicher Richtung vom Wendebecken des Umleitungskanals abzweigendes Becken von 300 m Länge und 50 m Sohlenbreite und der bereits früher erwähnte 900 m lange, durchschnittlich 50 m breite Petroleumhafen bei der Einmündung des Kleinen Rheins in den Hauptstrom. In dem Bauprogramm ist selbstverständlich auch enthalten die Fortsetzung der Rheinregulierung von ihrem derzeitigen oberen Endpunkte bei km 126,0 (elsässische Teilung) bis zur Mündung des neuen Südhafens bei km 123,1 und die Herstellung einer rd. 2 km langen Übergangstrecke zur allmählichen Überleitung des regulierten Stromes in den unregulierten Zustand. Entlang der Westseite des Südhafens wird ein ausgedehnter Güter- und Rangierbahnhof angelegt werden, von dem aus Verbindungsgleise nach sämtlichen Becken der neuen und alten Hafenanlagen sowie nach den Bahnhöfen Straßburg-Neudorf und Kehl ausgehen. Alle innerhalb des ganzen Hafengebietes vorkommenden Überführungen der Straßen und der Schienenwege über die Wasserflächen vollziehen sich auf festen Brücken, deren Konstruktionsunterkante mindestens 6 m über dem Wasserspiegel liegt, so daß sie jederzeit von den Schiffen ungehindert durchfahren werden können. Nur an einer einzigen Stelle ist die Kreuzung mittels einer hochliegenden festen Brücke infolge der unzureichenden Längenentwicklung der Trasse nicht möglich, nämlich bei der Überführung des zum neuen Petroleumhafen laufenden Bahngleises über den Ill-Rhein-Kanal oberhalb der beiden alten Rheinschleusen; die Überführung dieses Gleises, das einzig und allein dem Sonderdienst des Petroleumtransportes dienen soll und daher weniger stark beansprucht wird als die übrigen Hafengleise, soll durch eine Drehbrücke stattfinden.

Die Geländeflächen hinter den Uferkais sollen eingeteilt werden in Streifen von 30 m Breite (senkrecht zur Uferkante gemessen!) zur Herstellung und Einrichtung von Lagerhäusern und in Streifen von 100 m Breite zur Herrichtung von Lagerplätzen. Außerdem sollen Geländeflächen von noch viel größerer Tiefe der Industrie zwecks Errichtung von Werkstätten und Fabriken zur Verfügung gestellt werden. Die Nachfrage nach solchem Hafengelände ist sehr lebhaft, da sich zahlreiche größere industrielle Gesellschaften an den neuen Hafenbecken niederlassen wollen. Bei der Zuteilung dieser Industriegeländeflächen soll die Frontlänge in der Kaimauer jeweils möglichst kurz bemessen werden, da ja eine beträchtliche Tiefenentwicklung senkrecht zum Ufer möglich und außerdem vorgesehen ist, daß die industriellen Anlagen sich nicht nur hinter ihrem eigenen kurzen Kaiabschnitt ausdehnen können, sondern auch noch hinter den benachbarten Abschnitten, auf denen Lagerhäuser und Lagerplätze eingerichtet sind. Auf diese Weise wird das Hafengelände der Tiefe nach am vorteilhaftesten ausgenutzt, und es wird erreicht, daß die an den Kais liegenden Randflächen den einzelnen industriellen Werken nur nach Maßgabe der Größe ihres Massengüterempfanges vom Wasserwege her zugeteilt werden und nicht, wie es in anderen Häfen häufig der Fall ist, nach der für das Werk oder die Fabrik notwendigen Gesamtfläche, woraus sich eine ungenügende jährliche Umschlagsleistung, auf 1 lfd. m Uferkai bezogen, ergibt. Der verschiedenartigen Ausnutzung der hinter den Hafenufern liegenden Geländeflächen entsprechend soll auch eine verschiedenartige konstruktive Gestaltung der Ufer selbst durchgeführt werden. Vor den industriellen Anlagen und vor den Lagerplätzen sollen einfache Steinböschungen, vor den Lagerhäusern dagegen Kaimauern zur Ausführung kommen. Übrigens sollen diese Ufermauern aus Sparsamkeitsrücksichten nicht bis auf die Hafenbeckensohle hinabreichen, sondern ihr Fuß soll auf einer Steinböschung aufruhen, die so tief liegt, daß die Kähne so lange an der Mauer anliegen können, als der Wasserspiegel in den mit dem offenen Rhein kommunizierenden Becken über der Kote des niedrigsten schiffbaren Rheinstandes steht. Bei tieferen Wasserständen, bei denen ein eigentlicher Schiffahrt- und Hafenbetrieb nicht stattfindet, brauchen die Kähne ja nicht bündig an den Kaimauern anzuliegen.

Eine bemerkenswerte, wesentliche Abweichung des vorliegenden französischen Hafenerweiterungsplans von dem im Jahre 1914 aufgestellten deutschen Entwurfe besteht darin, daß die Franzosen den Kleinen Rhein selbst nicht als Hafenbecken ausbauen und benutzen wollen, wie es eigentlich naheliegt und deutscherseits geplant war. Die französischen Bedenken gegen den Ausbau des Kleinen Rheins wegen seiner Strömung und wegen der Kies- und Sandablagerungen in ihm sind nach meiner genauen Kenntnis der örtlichen Verhältnisse vollständig unbegründet. Nach dem deutschen Entwurf sollte unmittelbar unterhalb der Eisenbahnbrücke der Linie Straßburg—Kehl über den Kleinen Rhein ein Wehr zur Fixierung der Flußsohle und Regulierung des Wasserstandes eingebaut und der unterhalb dieses Wehres liegende rd. 2 km lange Abschnitt des Wasserlaufes durch Baggerungen zu einem Hafenbecken ausgebildet werden, was, wie gesagt, leicht ausführbar gewesen wäre. Die übrigen Unterschiede zwischen dem französischen und dem deutschen Bauplane sind weniger erheblich.

Die Gesamtkosten für die Verwirklichung des großzügigen, vom französischen Staate bereits genehmigten Entwurfs sind auf 246 840 000 Franken veranschlagt. Die Ausführung der Arbeiten soll in zwei Abschnitten stattfinden. Der erste Abschnitt, dessen Ziel die Erhöhung der Leistungsfähigkeit des Hafens auf eine Jahresverkehrsziffer von 6 500 000 t ist, umfaßt folgende Arbeiten: Herstellung des 2,5 km langen Verbindungsbeckens, Bau der beiden Kammerschleusen am Südende des Verbindungsbeckens — diese Schleusen können je einen 2000-t-Kahn mit Hafenschleppboot aufnehmen —, Vergrößerung und

Vertiefung der alten, zu kleinen Zwillingsschleuse beim Vorhafen des Kleinen Rheins, Herstellung der Einfahrt und der beiden Nordbecken I und II des Südhafens sowie des dazugehörigen Teiles des Verkehrskanals, Fortsetzung der Rheinregulierung bis zum Südhafen mit Überleitungstrecke, Bau des Petroleumhafens, Herstellung der zunächst erforderlichen Teile des Rangier- und Güterbahnhofes sowie der Hafengleise, Errichtung der notwendigen Lagerhäuser und Umschlagvorrichtungen, Verlegung der Rheinstraße (Staatsstraße Nr. 4) und der Kehlertorstraße, Höherlegung der Eisenbahnlinie Straßburg—Kehl sowie Herstellung zahlreicher neuer und Umbau, Verlegung und Hebung vorhandener Brücken. Die Kosten für die Ausführung dieses ersten Bauabschnittes sind auf 168 140 000 Franken veranschlagt, wovon 100 790 000 Franken auf die eigentlichen Hafenbauten und 67 350 000 Franken auf die Gleisanlagen entfallen. Die Bauarbeiten des zweiten Abschnitts, die in der Herstellung der vier Becken Nr. III bis VI des Südhafens und der dazugehörigen Bahnhofs- und Gleisanlagen bestehen, werden erst später in Angriff genommen und nach Maßgabe des Bedürfnisses durchgeführt werden; ihre Kosten berechnen sich auf 78 700 000 Franken, wovon auf die Hafenbauten 67 700 000 Franken und auf die dazugehörigen Gleisanlagen 11 000 000 Franken kommen. Mit den Bauarbeiten des ersten Abschnitts wird unverzüglich begonnen werden; die Herstellung des Petroleumhafens und der Drehbrücke für den nach diesem Hafen führenden Schienenweg ist bereits im Laufe des Jahres 1924 in Angriff genommen worden.

An der Aufbringung der gewaltigen Geldbeträge für die Ausführung der oben beschriebenen Hafenerweiterungsarbeiten beteiligen sich die Stadt Straßburg, der französische Staat, das Departement Niederrhein (früherer Bezirk Unter-Elsaß!), die Handelskammer von Straßburg und die Eisenbahnen von Elsaß-Lothringen. Der bisherige Aufschwung und die nunmehr zu erwartende schnelle Weiterentwicklung des Straßburger Rheinhafens, seine volkswirtschaftliche und politische Bedeutung für ganz Frankreich lassen diesen Hafen aus dem engen Rahmen einer städtischen Einrichtung und Unternehmung heraustreten und geben ihm den Charakter einer lebenswichtigen nationalen Verkehrsanstalt. Dies mußte naturgemäß auch in der Organisation des Unternehmens zum Ausdruck kommen. Um der Verwaltung des Hafens, der bisher Eigentum der Stadt war und von ihr verwaltet wurde, die erforderliche Geschmeidigkeit und Unabhängigkeit zu verleihen, deren sie zur Durchführung ihrer großen nationalen, volkswirtschaftlichen Aufgaben bedarf, ist der Hafen auf Grund des Vertrages zwischen dem französischen Staate und der Stadt Straßburg vom 25. Mai 1923, genehmigt von den gesetzgebenden Körperschaften am 13. März 1924, zum autonomen Hafen erklärt worden, d. h. es ist ihm die gleiche selbständige Verfassung gegeben worden, wie sie den großen Seehäfen Frankreichs durch das Gesetz vom 12. Juni 1920 verliehen wurde. Damit ist der Hafen aus dem städtischen Betriebe ausgeschieden und Gegenstand einer selbständigen Verwaltung geworden, die den Betrieb, den Unterhalt und den Ausbau des Hafens zu besorgen hat. Der autonome Hafen ist ein öffentliches Betriebsunternehmen mit dem Charakter einer juristischen Persönlichkeit geworden; er ist den allgemeinen Regeln der Verwaltung der öffentlichen Gelder unterworfen. An seiner Spitze stehen ein Verwaltungsrat und ein Direktor. Alle Maßnahmen des Verwaltungsrates unterstehen der Kontrolle des Ministers der öffentlichen Arbeiten.

Der Verwaltungsrat setzt sich aus 15 Mitgliedern zusammen, von denen je 6 durch die Stadt und den Staat und je einer durch den Generalrat des Departements Nieder-Rhein (Unter-Elsaß!), durch die Handelskammer von Straßburg und durch das Syndikat der Hafenarbeiter ernannt werden. Der Direktor wird vom Verwaltungsrat nach Anhörung der Stadt Straßburg vorgeschlagen und durch Staatsministerialdekret ernannt. Er ist ebensowohl ausführendes Organ des Verwaltungsrats wie der Zentralregierung, mit der er unmittelbar verkehrt. Der Minister der öffentlichen Arbeiten ernennt das technische Personal nach Anhörung der Stadt und des Verwaltungsrates; es ist jedoch vorgesehen, daß das gegenwärtige Hafenpersonal ohne weiteres zum neuen Personal des autonomen Hafens übernommen wird. Die Stadt Straßburg bringt in den neuen Organismus den ganzen alten Hafen, wie er jetzt besteht, ein, ebenso die zur Erweiterung nötigen Geländeflächen. Der Wert des alten Hafens wird mit rd. 100 000 000 Franken in Anrechnung gestellt. Der Staat seinerseits bringt den neu zu erbauenden Hafen in dem Umfang, wie er nach dem Programm des ersten Abschnitts herzustellen ist, in das Gesellschaftseigentum des autonomen Hafens ein und übernimmt die Lasten der Verzinsung und Tilgung der durch Anleihen aufzubringenden Baukapitalien. Die Kosten für die Ausführung des 2. Abschnitts des Hafenerweiterungsprogramms, die erst später nach Maßgabe des Bedürfnisses in Angriff genommen werden soll, sind aus den eigenen finanziellen Mitteln des autonomen Hafens zu bestreiten. Der neue Hafengüter- und Rangierbahnhof und die Verbindungsgleise zwischen diesem und dem Netz der elsaß-lothringischen Eisenbahnen werden auf deren Kosten gebaut und als neue Linie dieses Netzes klassiert.

Der Verwaltungsrat hat jedes Jahr ein ordentliches und ein außerordentliches Budget sowie eine Hauptrechnung über die Einnahmen und Ausgaben aufzustellen. Die Ausgaben des ordentlichen Budgets umfassen die gewöhnlichen, jährlich fortdauernden Ausgaben. Die Ausgaben für die laufenden Unterhaltungs- und Ausbesserungsarbeiten sind obligatorisch; sie müssen erforderlichenfalls auf Veranlassung des Ministers der öffentlichen Arbeiten geleistet werden und können von Amts wegen in das Budget eingesetzt werden. Alle übrigen Ausgaben gehören zum außerordentlichen Budget. Jedes Jahr werden die Generalrechnung der Einnahmen und Ausgaben des abgelaufenen und das Budget des folgenden Rechnungsjahres vor dem 1. August nach Anhörung der Stadt Straßburg dem Minister der öffentlichen Arbeiten zur Genehmigung vorgelegt. Die Einnahme-Überschüsse des autonomen Hafens sollen zur Hälfte einem Reservefonds zufließen, der bis zur Höchstgrenze von 20 000 000 Franken anwachsen darf; die andere Hälfte soll zu gleichen Teilen zwischen der Stadt und dem Staat verteilt werden. Die Stadt darf im Falle fortdauernder Defizite des Unternehmens dessen Liquidation fordern; in diesem Falle wird sie ihre ehemaligen, eingebrachten Einrichtungen und Anlagen wieder zurückerhalten.

Dies sind die wichtigsten Bestimmungen des Statuts des autonomen Hafens. Man sieht leicht, daß damit eine Organisation geschaffen ist, die wohl geeignet ist, die kühnsten Hoffnungen der Franzosen auf die weitere Entwicklung des Straßburger Rheinhafens zum größten Wasserumschlagsplatze des Binnenlandes zu verwirklichen, und man versteht nun den Stolz, mit dem sie ihn schon jetzt die „wirtschaftliche Drehscheibe Europas“ nennen.

Alle Rechte vorbehalten.

Elektrischer Baggerantrieb.

Von Privatdozent Dr. **Georg Garbotz**, Oberingenieur der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin.

Bei den im Bau- und Abraumbetrieb vorkommenden Greif-, Löffel- und Eimerkettenbaggern wurde bis etwa zum Jahre 1907 nur Dampf als Antriebmittel verwendet. Die Dampfmaschinen sind bald liegend, bald stehend angeordnet und geben die Energie bald unmittelbar über ein Ritzel, bald über Riemen- und Seiltriebe ab. In Verbindung mit dem zugehörigen stehenden Quersiederkessel bei Löffel- und Greifbaggern oder einem liegenden Röhrenkessel bei Eimerkettenbaggern machte die Dampfmaschine bis auf die Wasser- und Brennstoffzufuhr das Gerät unabhängig von einer besonderen Energiequelle. Die universelle Verwendbarkeit, die gerade ein Baugeschäft mit Rücksicht auf die Vielseitigkeit der örtlichen Verhältnisse der Baustellen in den Vordergrund schieben muß, war also hier in hervorragendem Maße gewahrt. Die Dampfmaschinen der Bagger sind so einfach wie möglich gebaut. Expansionssteuerungen, Überhitzung, Vorwärmung, Kondensation usw. sind selten. Die Maschinen sind also auch einfach zu bedienen und damit der geistigen Höhe des Baumaschinenpersonals angepaßt, zumal sich an die Instandsetzung einer Dampfmaschine jeder Maschinenschlosser herantraut. Auch die Montage ist demgemäß leicht zu bewerkstelligen. Berücksichtigt man schließlich noch die allerdings nur bei ausreichendem Kessel vorhandene große Überlastbarkeit der Dampfmaschine und ihre Unempfindlichkeit gegen schlechte Bedienung sowie Wind und Wetter, so ist die große Vorliebe der Baustelle für den Dampfbaggerbetrieb verständlich. Es war ja auch eine ganze Reihe allgemein bekannter Nachteile des elektrischen Antriebes nicht abzuleugnen. Die elektrische Energie war früher auf den Baustellen so gut wie gar nicht, und sie ist selbst heute noch nicht mit Sicherheit überall erhältlich. Behandlung und Installation der elektrischen Einrichtung erfordern Spezialisten. Vereinzelt durch unvorsichtiges Berühren vorgekommene Unglücksfälle, auch bei niederen Spannungen, haben jedenfalls nicht zur Erhöhung des Vertrauens in den elektrischen Betrieb beigetragen. Auch die Schwierigkeiten, die mitunter in der Stromzuführung liegen, die Spannungsverluste bei niedrigen Spannungen, großen Baggerleistungen und langen Speise- oder Schleifleitungen sowie schließlich nicht zum wenigsten die auf etwa 15 000 R.-M. für die elektrische Baggereinrichtung und etwa 400 m Schleifleitung mit Masten zu veranschlagenden Kosten der Elektrisierung beispielsweise eines Lübecker B-Baggers haben nicht gerade zu einer erhöhten Verwendung des elektrischen Betriebes beigetragen.

Und doch hat sich seit 15 Jahren erst langsam, dann unter dem Druck der Kriegsverhältnisse, die zu wirtschaftlicherer Ausnutzung unserer Brennstoffvorräte zwangen und ein ungeahnt dichtes Maschen-

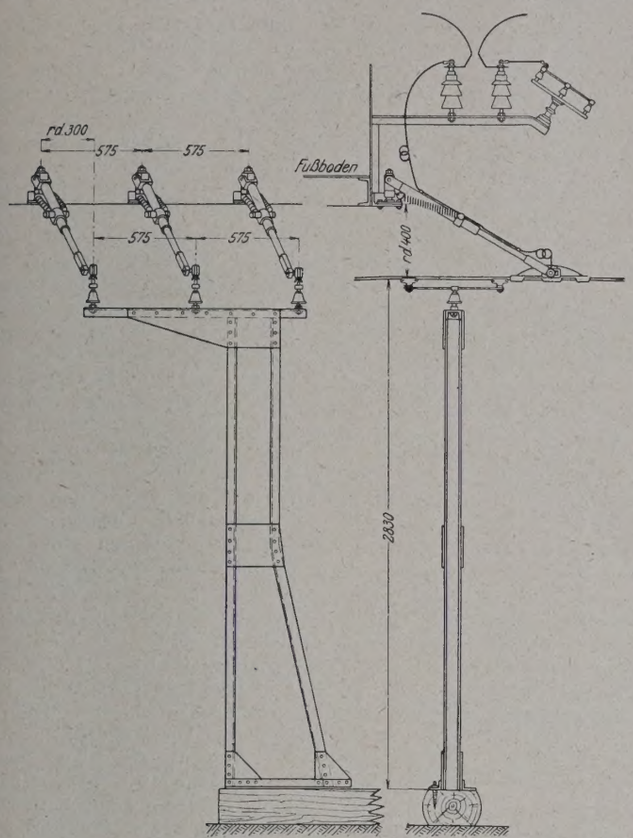


Abb. 1. Schleifschuhstromabnehmer der Maschinenfabrik Buckau A.-G. für Drehstrom.

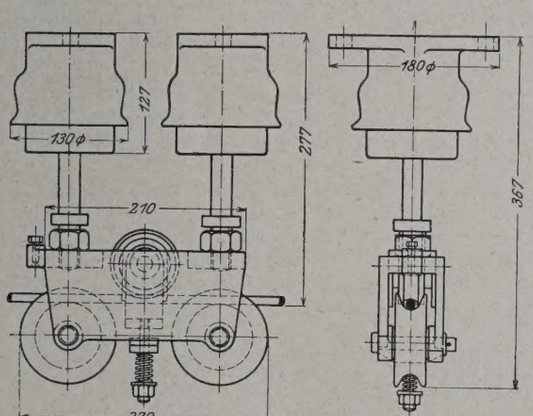


Abb. 2. Rollenstromabnehmer der A. E. G.

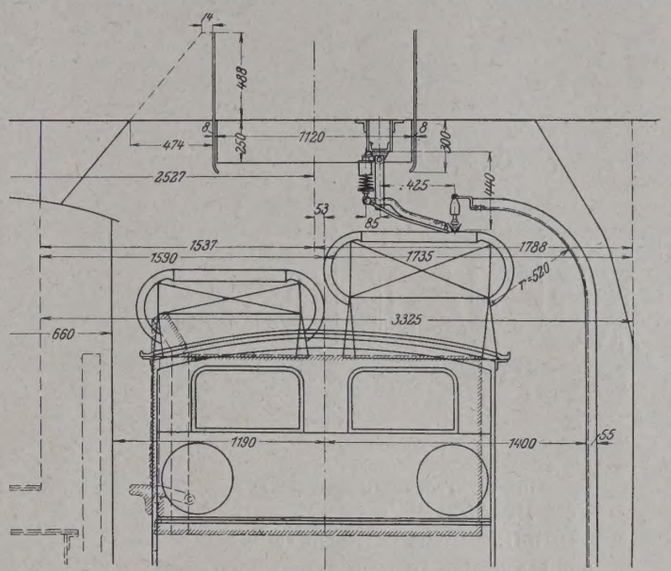


Abb. 4. Festverlegte Schleifleitung im engen Baggerprofil.

wir vollständig übergehen, da hier kaum ein grundsätzlicher Unterschied gegenüber etwa einem robusteren fahrbaren Drehkran vorhanden ist.

Wo lagen dann, nachdem man fast überall die Möglichkeit zur Stromentnahme hatte, überhaupt noch die Schwierigkeiten? (Wir beschäftigen uns zunächst nur mit dem Eimerkettenbagger.) Sie waren mehr betrieblicher als konstruktiver Art. Sieht man von den oben angedeuteten Bedenken der Baupraktiker ganz ab, so war es in erster Linie wohl die Beweglichkeit des Baggers, aus der Schwierigkeiten für die Stromzuführung befürchtet wurden. Diese Beweglichkeit ist doch aber eine verhältnismäßig beschränkte. Größer als 300 bis 500 m ist das normale Baggerfeld selten. Es lag also nahe, eine ähnliche Stromzuführung wie bei elektrischen Bahnen zu wählen. Vereinfacht wurden die Anforderungen an die Oberleitung ja noch durch die sehr geringen Fahrgeschwindigkeiten des Baggers.

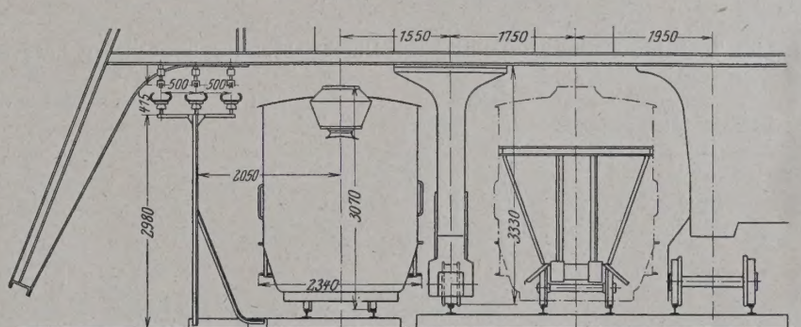


Abb. 5. Eiserner Fahrdrahtmast für lose verlegte Drehstromschleifleitung.

netz von Hochspannungsleitungen nahezu über ganz Deutschland legten, der Umschwung vom Dampfbetrieb zum elektrischen Antriebe vollzogen. Voran gingen die Abraumbetriebe, zögernd ist in den letzten fünf Jahren das Baugewerbe gefolgt. Beim Eimerkettenbagger lagen die Verhältnisse einfacher, beim Löffelbagger mit seinem schweren Betriebe sind sie schwieriger. Den Greifbagger können

Als Stromabnehmer kommen fast nur Schleifschuhe (Abb. 1) und Rollenstromabnehmer (Abb. 2) vor, und zwar werden die ersteren für festverlegte, die letzteren für lose verlegte Schleifleitungen, die der Stromabnehmer beiderseitig faßt und hochnimmt, angewendet. Die letzte Form der Leitungsverlegung hat sich vor allem mit Rücksicht auf die Bewegungen des Baggergleises durch die Gleisrückmaschine weitgehend Eingang verschafft, da man von der festen Verlegung eine gewisse Starrheit befürchtete. Wie die Siemens-Schuckertwerke auch da eine recht gute Beweglichkeit erreichen, zeigt Abb. 3. Die feste Verlegung der Schleifleitung ist vor allem dort nicht zu umgehen, wo ein räumlich begrenztes Profil die große Breite der Schleifleitungsbügel verbietet (Abb. 4). Die Stützisolatoren sitzen auf einfachen hölzernen oder eisernen Masten, deren Konstruktion von Stromart, Spannung und Durchfahrtprofil beeinflußt wird (Abb. 5). Stets sind sie in Abständen von 12 bis 15 m angeordnet und meist mit den Schwellen verbunden, so daß beim Gleisrücken die Schleifleitung mit verschoben wird. Eine seltene Ausfüh-

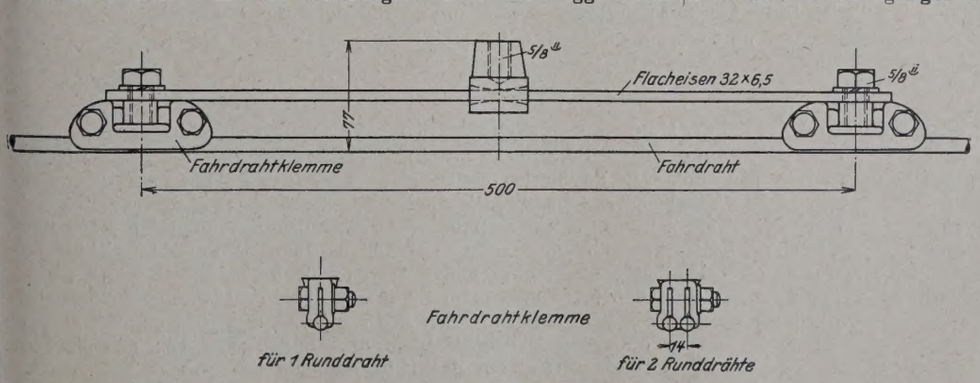


Abb. 3. Bewegliche Fahrdrahtaufhängung der S. S. W.

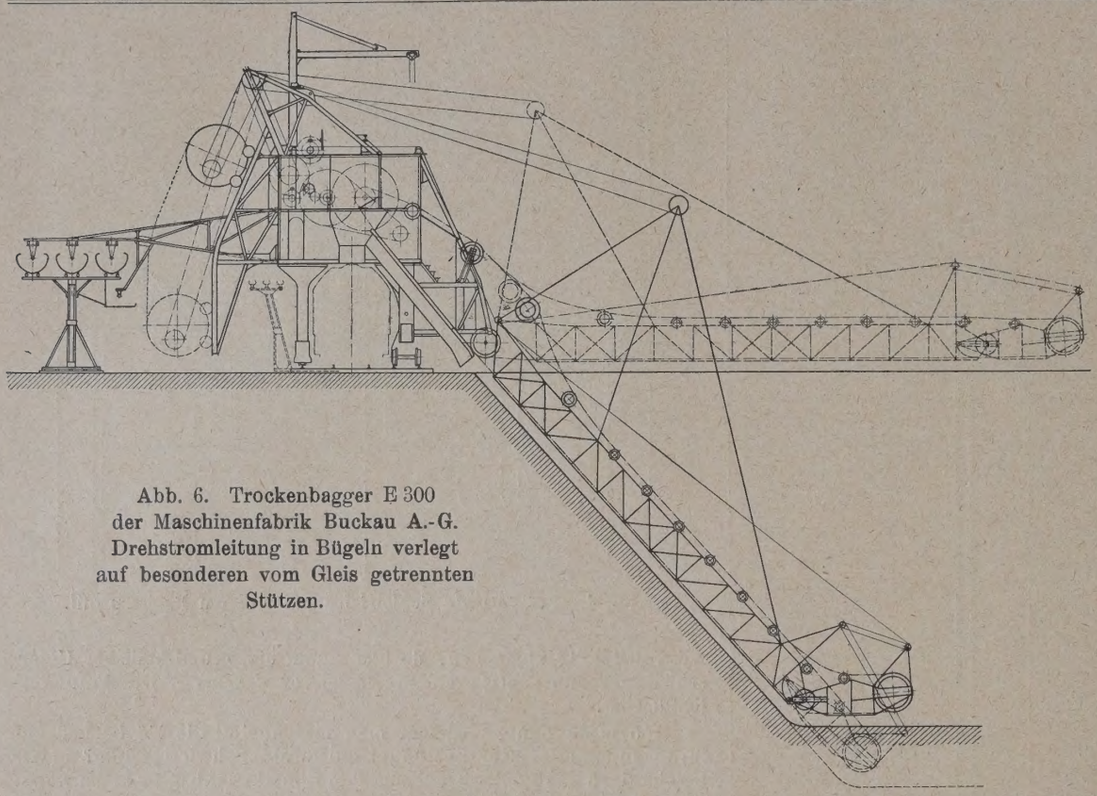


Abb. 6. Trockenbagger E 300 der Maschinenfabrik Buckau A.-G. Drehstromleitung in Bügeln verlegt auf besonderen vom Gleis getrennten Stützen.

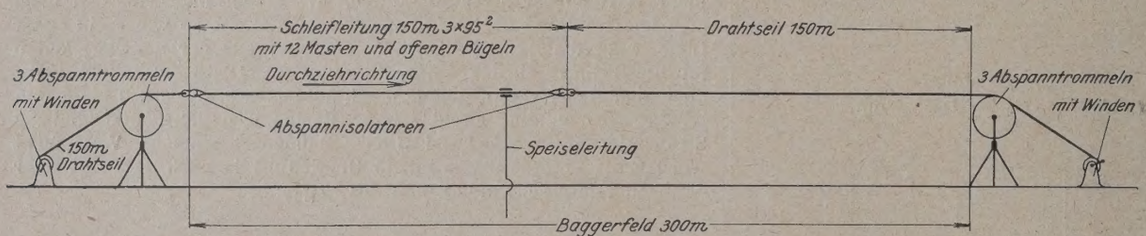


Abb. 7. Schematische Darstellung des Durchziehens der beweglichen Baggerschleifleitung bei Kanalbauten.

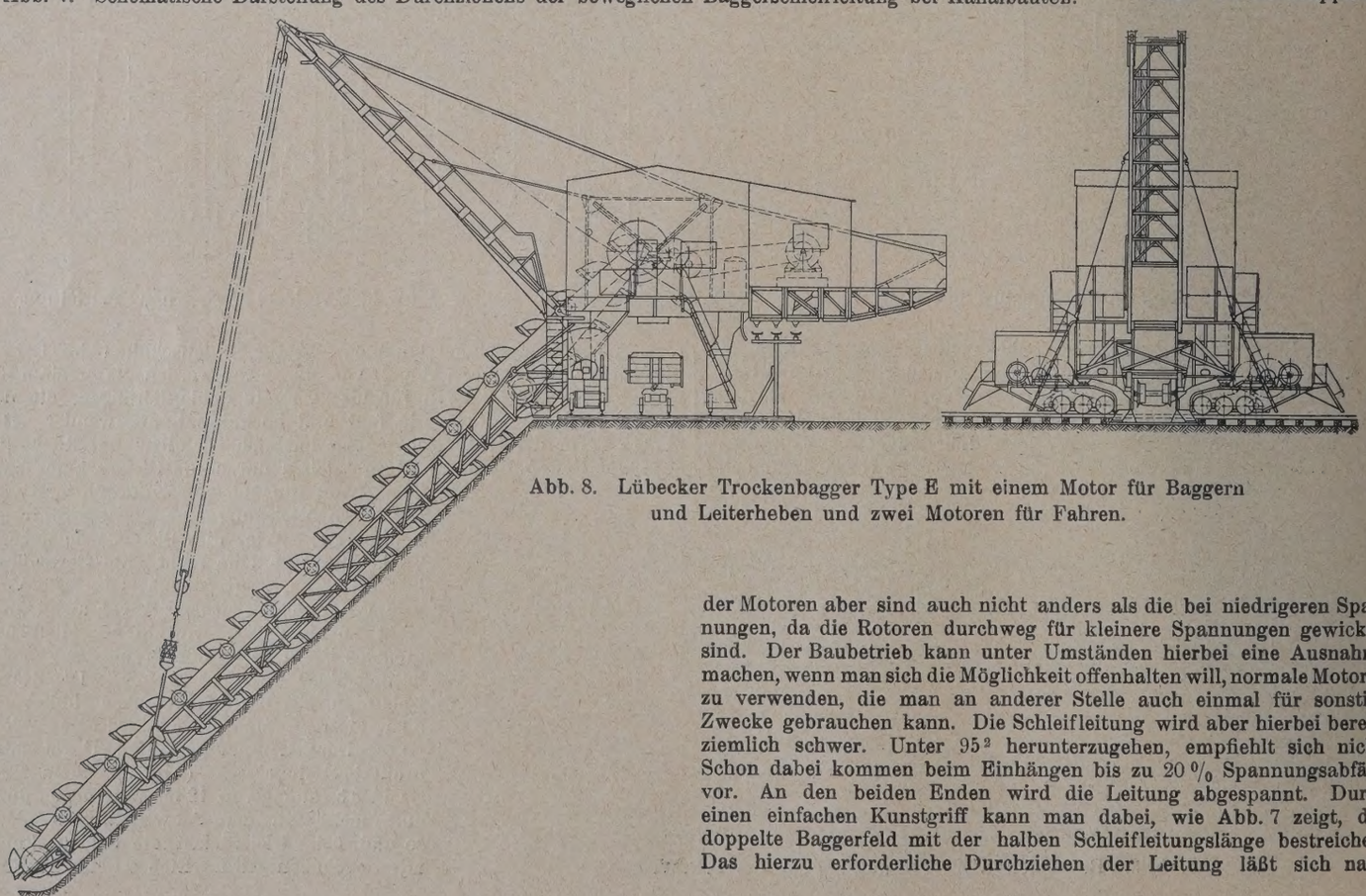


Abb. 8. Lübecker Trockenbagger Type E mit einem Motor für Baggern und Leiterheben und zwei Motoren für Fahren.

rung für ganz große Bagger, wo die Schleifleitung auf besonderen, vom Gleis getrennten Stützen verlegt ist, zeigt Abb. 6.

Die wichtigste Frage bei dem Elektrisieren eines Baggers ist die Wahl der Spannung. Gebräuchlich sind, wo gleichzeitig elektrischer Lokomotivbetrieb eingeführt ist (auf Baustellen kommen fast nur Dampflokomotiven vor), 500 und neuerdings 1000 V Gleichstrom, sonst Drehstrom von 500, 2000 und 3000 V. 220/380 V zu verwenden, ist deshalb schwierig, weil die Schleifleitungen bei einem normalen Baggerfelde von 300 m und den gebräuchlichen Baggertypen, wenn man den Spannungsabfall in zulässigen Grenzen halten will, zu große und damit teure Querschnitte erhalten müssen. Am wirtschaftlichsten sind 2000 und 3000 V. Hier ist für die Schleifleitungsquerschnitte nur noch die Festigkeit maßgebend. Der Spannungsabfall wird denkbar gering. Die Bedenken, die gegen derartige Spannungen bei dem verhältnismäßig rauhen Betrieb aus Sicherheitsgründen geltend gemacht werden, sind hinfällig, weil auch die Berührung von 500 V lebensgefährlich ist. Lediglich die Schaltanlage wird durch die Verwendung von Ölschaltern und Meßwandlern etwas umständlicher. Die Anlaßapparate der Motoren aber sind auch nicht anders als die bei niedrigeren Spannungen, da die Rotoren durchweg für kleinere Spannungen gewickelt sind. Der Baubetrieb kann unter Umständen hierbei eine Ausnahme machen, wenn man sich die Möglichkeit offenhalten will, normale Motoren zu verwenden, die man an anderer Stelle auch einmal für sonstige Zwecke gebrauchen kann. Die Schleifleitung wird aber hierbei bereits ziemlich schwer. Unter 95^2 herunterzugehen, empfiehlt sich nicht. Schon dabei kommen beim Einhängen bis zu 20 % Spannungsabfälle vor. An den beiden Enden wird die Leitung abgespannt. Durch einen einfachen Kunstgriff kann man dabei, wie Abb. 7 zeigt, das doppelte Baggerfeld mit der halben Schleifleitungslänge bestreichen. Das hierzu erforderliche Durchziehen der Leitung läßt sich nach

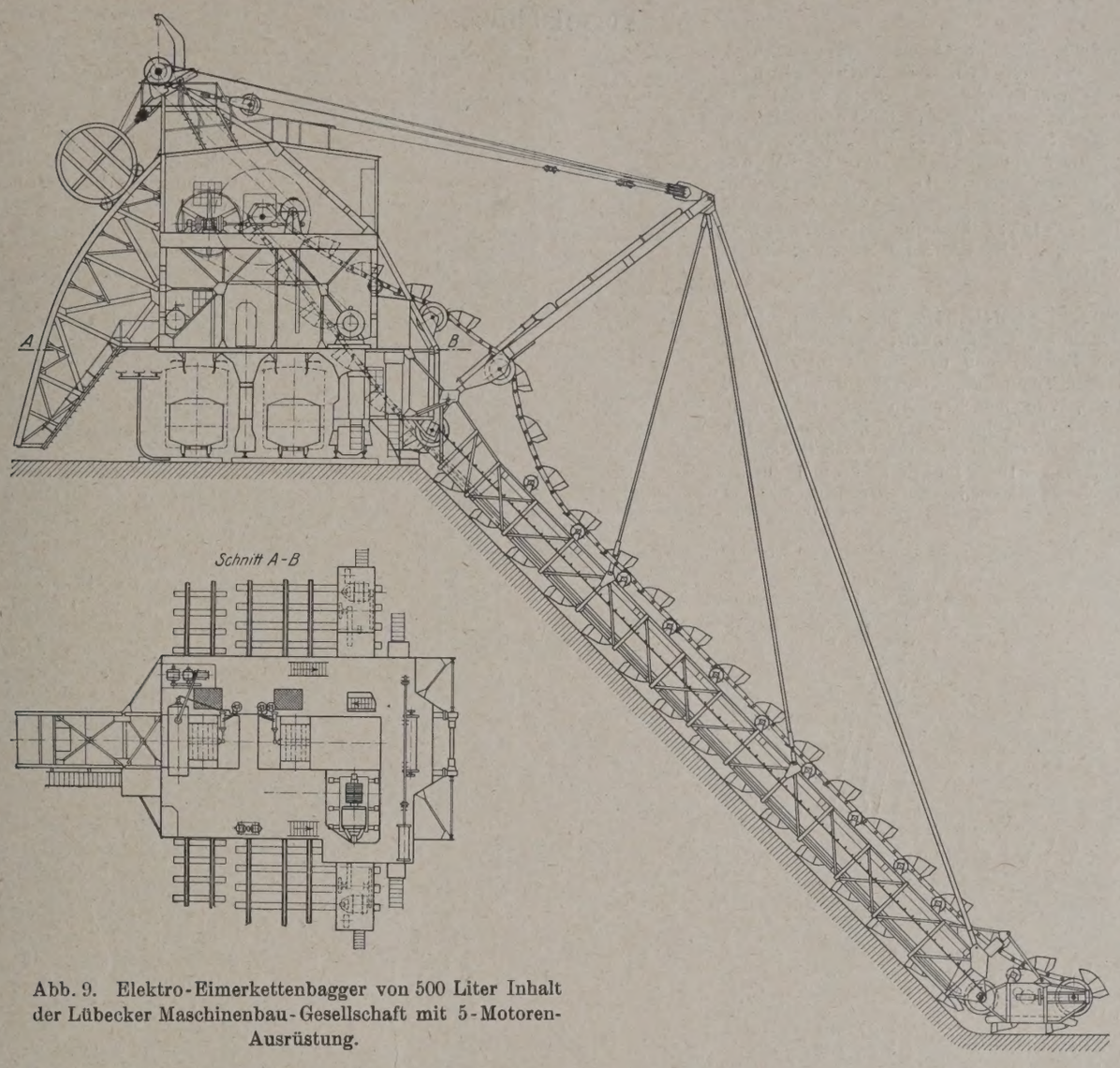


Abb. 9. Elektro-Eimerkettenbagger von 500 Liter Inhalt der Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft mit 5-Motoren-Ausrüstung.

Lösung der T-Klemmen der Speiseleitung ohne große Betriebsstörung ausführen.

Spannung und mechanische Einrichtung des Baggers bestimmen dessen elektrische Maschinenausrüstung. Durchweg wird die Spannung so verwendet, wie sie durch die Schleifleitung zugeführt wird. Eine Transformierung auf dem Bagger findet nur für die Beleuchtung statt, indem dafür ein kleiner Lichttransformator von 5 kVA zur Aufstellung kommt. Die früher üblichen Bogenlampen sind fast überall durch hochkerzige Metallfadenlampen ersetzt.

Während die kleineren Baggertypen, vor allem auch der im Baubetrieb gebräuchlichste Lübecker B-Bagger, den Fahr- und Leiterwindenantrieb vom Turasvorgelege abnehmen und also mit einem Motor für Baggern, Fahren und Eimerleiterheben auskommen, zeigen Abb. 8 u. 9, wie bei größeren Leistungen für alle Bewegungen Einzelantrieb, zum Teil sogar für die Drehgestelle ausgeführt wird. Alle elektrischen Bagger brauchen für die Betätigung der Schüttklappe und der Signalpfeife Preßluft. Es sind also stets ein, bei größeren Typen zwei Kompressoren mit unmittelbarem Motorantrieb und Windkessel vorhanden. Hier sollte nicht gespart werden. Unter 1 m³ Ansaugeleistung herunterzugehen, ist unzweckmäßig, wenn man nicht bei backendem Material große Enttäuschungen erleben will.

Der Hauptmotor hat bei den im Baubetrieb gebräuchlichsten Typen mit 250 l Eimerinhalt[1]) 120 bis 150 PS. Beim Einhängen steigt der augenblickliche Energiebedarf, besonders bei größeren Baggertiefen von 10 m an, oft auf 180 und mehr PS. Welche Leistungen bei den größeren Baggern des Abraumbetriebes vorkommen, zeigt die folgende Tabelle.

Größe der Antriebmotoren normaler Eimerkettenbagger.

Fabrikat	Type	Eimerinhalt l	Baggertiefe m	Theoret. Stundenleistg. m³	Hauptmotor PS	Fahrmotor PS	Kompr.-Motor PS	Bauart
Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft	NE III	180	14	270	75	15	10	Einfachschütter
	E II	250	15	360	140	25	10	„
	„	300	12	432	140	25	10	„
	E I	250	17	375	150	25	10	„
	„	300	17	450	175	25	10	„
	NE I	300	20	450	200	30	12	„
	„	400	18	600	250	30	12	„
	„	500	15	750	290	30	12	„
	D II	250	15	360	160	20	10	Doppelschütter
	„	300	12	432	160	20	10	„
	ND I	300	20	450	210	30	12	„
	„	400	18	600	260	30	12	„
	„	500	15	750	300	30	12	„
	J	500	23,5	750	350	30	12	
Maschinenfabrik Buckau A.-G. u. Krupp	E 200	200	12	360	80	20	7	Einfachschütter
	E 250	250	13	420	130	22	7	„
	E 300	300	17,5	470	175	25	7	
	D 400	400	21	680	225	25	7	Doppelschütter
	D 500	500	23,5	780	250	25	7	„

(Schluß folgt.)

[1]) Dr. G. Garbotz, „Betriebskosten und Organisation im Baumaschinenwesen", S. 72/73. Berlin 1922. Julius Springer.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. Mai ausgegebene Heft 9 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Bruno Taut: Die „Villa". Prof. P. Bonatz: Neue Wohnhausbauten. Prof. Paul Mebes und Regierungsbaumeister a. D. Paul Emmerich: Das Landhaus „Zu den zwei Tannen" in Zehlendorf. Architekt Kurt Frick: Skizzenhafte Gedanken zum Einfamilienhausbau. Architekt Adolf Rading: Kleines Landhaus in Breslau.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg, veranstaltete am 23. April eine Besichtigung der zurzeit im Bau befindlichen sogen. Tempelhofer Strecke der Berliner Nordsüdbahn von der Kreuzung der Gneisenaustraße und der Belle-Alliance-Straße bis zum Tempelhofer Feld. Sie ist die Fortsetzung nach Süden der bereits seit Anfang 1923 im Betriebe befindlichen 7,86 km langen Strecke von der Seestraße bis zur Gneisenaustraße, über die bereits in der „Bautechnik" 1924, Heft 43 berichtet wurde.[1])

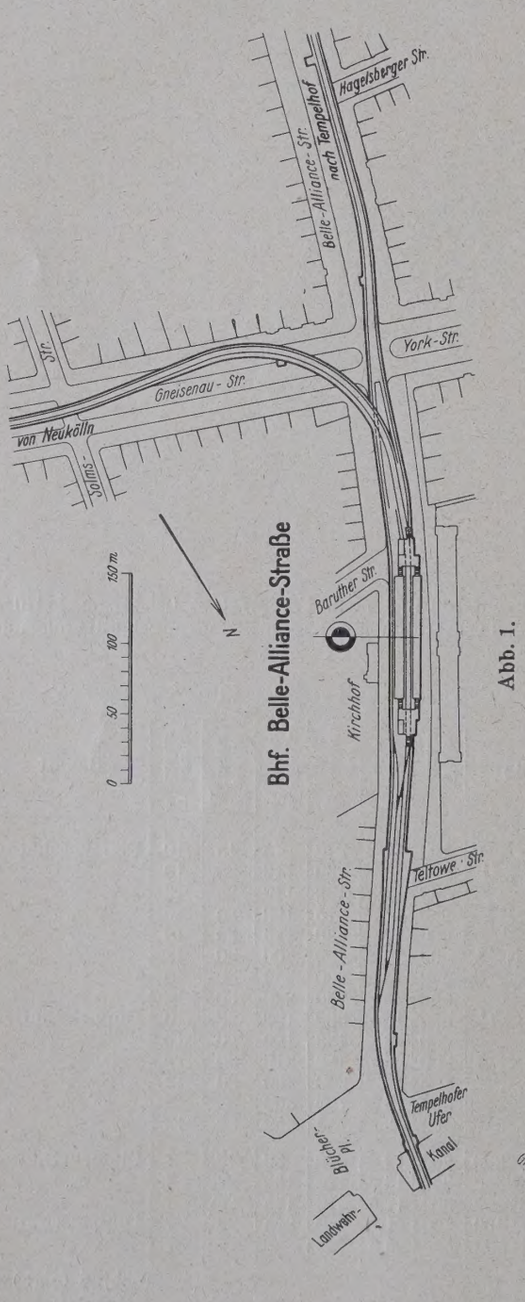


Abb. 1.

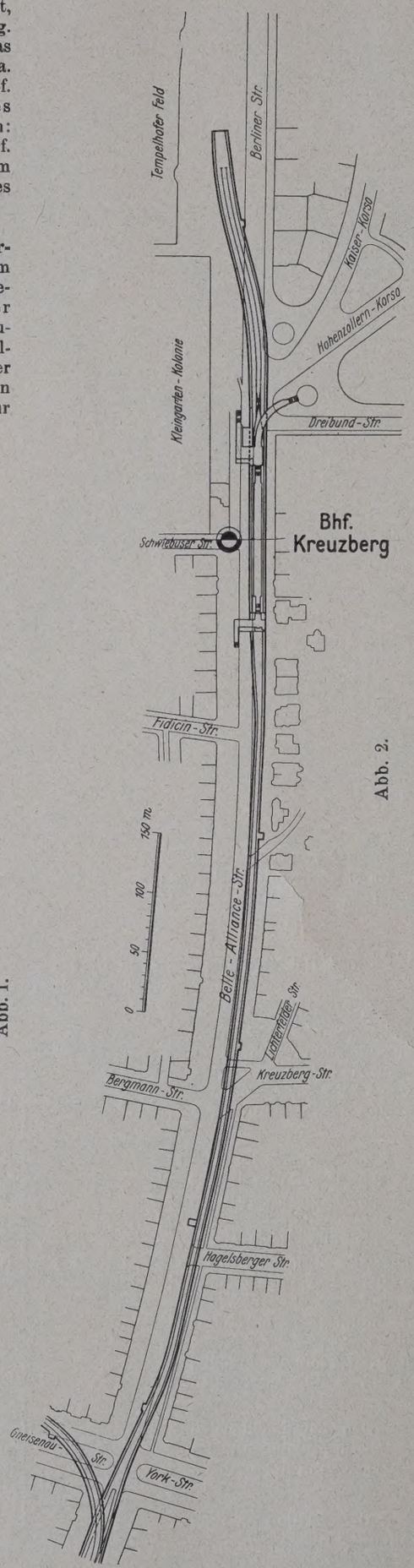


Abb. 2.

Sie zweigt am Bahnhof Belle-Alliance-Straße (Abb. 1) von der Neuköllner Strecke ab, der Tunnelkörper kommt auf die westliche Seite der genannten Straße zu liegen und erweitert sich zwischen Fidicin- und Dreibundstraße zum Bahnhof Kreuzberg (Abb. 2). Im Anschluß an den Bahnhof verläuft der Tunnel auf der Ostseite der Berliner Straße in Tempelhof auf dem ehemaligen Tempelhofer Felde etwa 30 m neben der Straße. Hier findet die Bahn mit zwei Aufstellgleisen, die Raum für vier Sechswagenzüge bieten, ihr vorläufiges Ende.

Die zahlreich erschienenen Teilnehmer an der Besichtigung erhielten durch Herrn Regierungsbaumeister Mahlendorf der Nordsüdbahn-A.-G., der die Führung übernommen hatte, an Hand von Lageplänen und Querschnitten einen Überblick über Umfang und Besonderheiten des Werkes; die anschließende Streckenbegehung gab alsdann ein eindrucksvolles Bild von den gewaltigen Erd-, Unterfangungs-, Wasserhaltungs- und Betonarbeiten, die von der Becker-Fiebig-Bauunion A.-G., Berlin, ausgeführt werden. Ki.

Verwendung von Grubenkies zur Herstellung von Beton. Bei Verwendung von Grubenkies, der anscheinend scharfkörnig und rein war, also durchaus geeignet zu sein schien, hat sich dennoch oft herausgestellt, daß der daraus bereitete Beton trotz fetter Mischung durchaus nicht die erwartete Härte aufwies, ja manchmal geradezu unbrauchbar war. Untersuchungen haben den Nachweis erbracht, daß das Vorhandensein von Humussäure oder anderen organischen Stoffen die Ursache gewesen ist, daß sich Mängel gezeigt haben. Diese Stoffe können versuchsmäßig durch Ausglühen und praktisch durch Waschung oder auch durch trockene Lagerung bei freier Luftzufuhr ziemlich beseitigt werden. Durch eine einfache Untersuchung kann man auf der Baustelle oder in der Grube das Vorhandensein von freier Humussäure im Kies, die besonders schädlich ist, sicher feststellen. Man behandelt eine kleine Menge Kies, etwa 100 g, mit einer verdünnten Ammoniaklösung oder einer Lösung von Natriumhydroxyd, NaOH, schüttelt die Mischung von Kies und Flüssigkeit gut durch und läßt die Lösung einige Zeit ziehen. Ist die Flüssigkeit nach Ausfiltrierung des Kieses fast farblos, dann kann der Kies als rein und von Humussäure frei angesehen werden; ist sie dagegen braun gefärbt, enthält der Kies freie Humussäure. Diese Untersuchung ist allerdings nicht zuverlässig, wenn der Kies Kalk enthält, denn dieser neutralisiert die Säure und wirkt in diesem Falle günstig, ja,

[1]) Vergl. auch „Die Bautechnik" 1924, Heft 34, S. 376.

man kann humussäurehaltigen Kies durch Zusatz von etwas Kalk noch für Betonierungszwecke brauchbar machen. Im allgemeinen ist es so, daß Kalk in größeren Mengen dem Beton nicht zuträglich ist. Setzt man aber Puzzolane zu, wird der Zement verbessert. Es ist vorteilhaft, Zement zu verwenden, der möglichst reich an Kieselsäure, dagegen arm an Tonerde und Eisenoxyd ist. Dies ist besonders der Fall, wenn man Beton herstellt, der den Angriffen des salzhaltigen Seewassers ausgesetzt werden soll. N. B.

Drei neue Hängebrücken über den Allegheny-River. Nach Eng. News-Rec. vom 18. Dezember 1924 ist in Pittsburg mit dem Bau der Pfeiler und Widerlager dreier neuer Brücken über den Allegheny-River begonnen worden, die als Ersatz dreier alter, die Schiffahrt behindernder Straßenbrücken dienen sollen. Wie Abb. 1 zeigt, weisen die drei Brücken annähernd gleiche Spannweiten sowie völlig gleiche

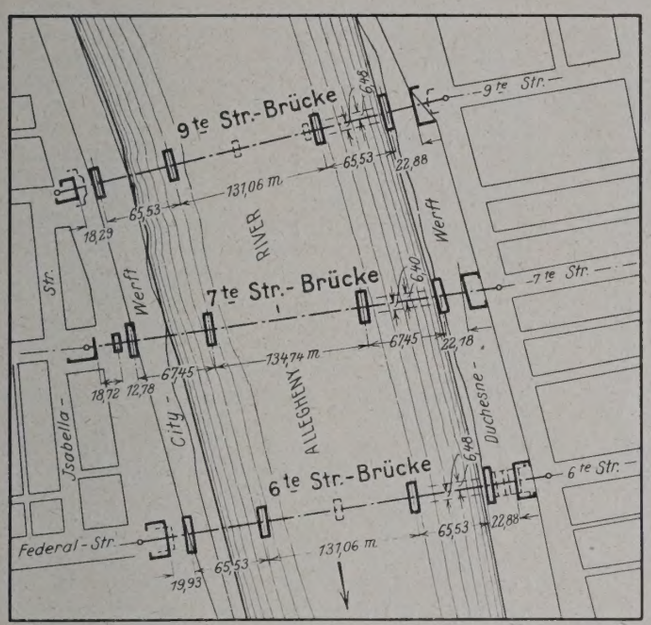


Abb. 1.

Öffnungen wählte man, offenbar in Anlehnung an die neue Kölner Straßenbrücke, eine Kettenhängebrücke mit durchlaufenden Versteifungsträgern (Abb. 2a, 2b u. 2c), wobei die wagerechte Komponente des Kettenzuges durch den Versteifungsträger an dessen Enden aufgenommen wird. Die bei Hängebrücken meist übliche Verankerung kam im vorliegenden Falle deshalb nicht in Betracht, weil widerstandsfähiger Felsboden erst in 15 bis 18 m Tiefe ansteht und überdies am Nordufer des Flusses die Ketten über eine bestehende Eisenbahnlinie hätten geführt werden müssen, deren Gleise zwischen dem letzten Pfeiler und dem Endwiderlager der Brücke liegen. Auf der anderen Seite bieten in Aussicht genommene Werft- und Speicherbauten ähnliche Hindernisse.

Zu Ketten aus Augenstäben an Stelle von Stahlkabeln entschloß man sich wegen der einfachen Verbindung der Kettenenden mit den Versteifungsträgern. Damit der Versteifungsträger nur wenig über die Straßenoberkante (0,90 m) hervorragt, wird er als dreiwandiger Blechträger, dessen Querschnitte aus Abb. 3a u. 3b ersichtlich sind, ausgebildet.

Die Spannweiten der drei Brücken sind nur sehr wenig verschieden voneinander. Die mittlere Brücke (im Zuge der 7. Straße) weist 134,74 m Spannweite in der Mittelöffnung und je 67,45 m in den beiden Seitenöffnungen auf, die beiden anderen Brücken je 131,06 bezw. 65,53 m. Die Pfeilhöhe der Kettenlinie beträgt in der Mittelöffnung etwa 16,5 m, die Höhe der Pylonen 25,4 m, die Entfernung der Hängeketten von Mitte zu Mitte 12,8 m. Die nutzbare Breite der Fahrbahn wurde entsprechend einem Fuhrwerksverkehr in beiden Richtungen und für zwei Straßenbahnen zu 11,42 m bemessen. Die Fußwege sind auf Kragträgern gelagert. Sie sind vom Geländer bis zu Mitte Hauptträger je 3,65 m breit.

Wegen des vorgeschriebenen lichten Raumprofils für die Schiffahrt (auf 55 m Breite 14,4 m über M. W.) und wegen der verhältnismäßig tiefen Lage des Geländes an beiden Flußufern war für die Mittelöffnung das für Brücken recht beträchtliche Längsgefälle von 4,175% mit einer entsprechenden Ausrundung in Brückenmitte erforderlich. Die beiden Versteifungsträger, deren Linienführung derjenigen der Fahrbahn angepaßt ist, weisen bei 270 m Länge eine Sprengung von 4,5 m auf. Die größte Druckkraft, die sie an den Endauflagern zusammen aufzunehmen haben, beträgt 4540 t.

Die Abb. 3a u. b zeigen den größten und kleinsten dreiteiligen Querschnitt des Versteifungsträgers ($F_{max} = 7100$ cm²). Die Ketten bestehen aus geschmiedeten Augenstäben (Stahl mit einer niedrigsten Streckgrenze σ_S von 4,5 t/cm² und einer Bruchfestigkeit σ_B von min-

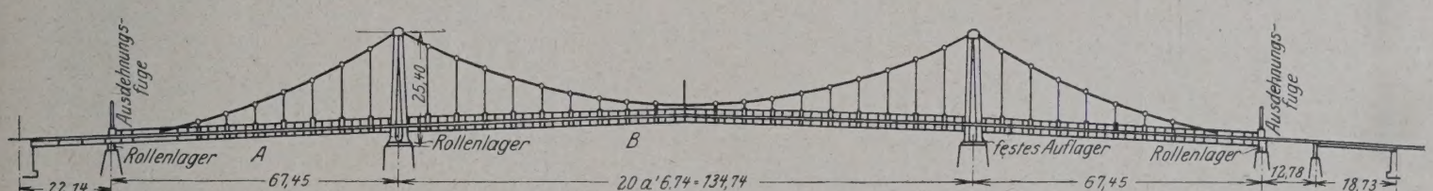


Abb. 2a.

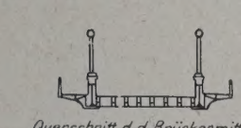


Abb. 2b.

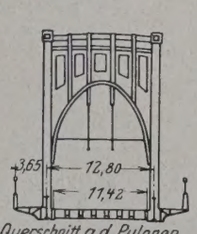


Abb. 2c.

Bauart auf. Sie werden als einheitliche Baugruppe ausgeführt, was naturgemäß Ersparnisse beim Entwurf, bei der Herstellung und bei der Bauausführung ermöglicht. Als Überbauten der drei großen

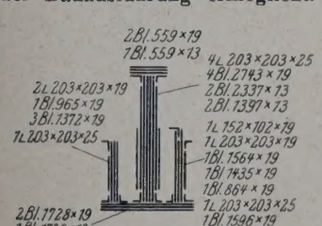


Abb. 3a.

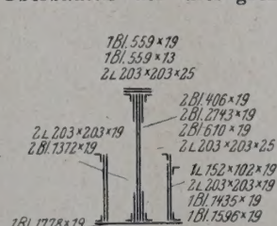


Abb. 3b.

destens 5,65 t/cm²; $\sigma_{zul} = 1{,}90$ t/cm²). Jedes Kettenglied besteht abwechselnd aus acht und neun rechteckigen Stäben je 35 cm breit und bis zu 5 cm dick. Der größte Kettenquerschnitt an den Pylonen (Abb. 3c) beträgt 1480 cm². Das Fahrbahngerippe besteht aus 1,20 m hohen Querträgern (in 6,74 m Entfernung) und sechs als I-Träger ausgebildeten Längsträgern. Die Fahrbahntafel besteht aus Beton. Die Querträger und die Fußwegkonsolen sind an die Versteifungsträger angenietet. Die Hauptträger wurden für eine Verkehrslast von 10 t für 1 lfd. m Brücke berechnet. Bei der Querschnittsbemessung der Versteifungsträger und der Ketten wurde eine Stoßzahl $\varphi = 1{,}17$ berücksichtigt. M.-L.

Bewegliche Notwehre für die Sault St. Marie-Schleusen. Ein notwendiges Glied im Handelsverkehr auf den großen nordamerikanischen Seen, der im industriellen Leben Amerikas eine wichtige Stellung einnimmt, bilden der St. Marie-Kanal auf der amerikanischen Seite des St. Mary-Flusses und der Sault St. Marie-Kanal an der kanadischen Seite. Beide sind zur Überwindung der Fälle im St. Mary-Fluß zwischen dem Oberen und Michigan-See mit Schleusen von 6 m Gefälle ausgestattet. 75% der Eisenerzeugung der Vereinigten Staaten

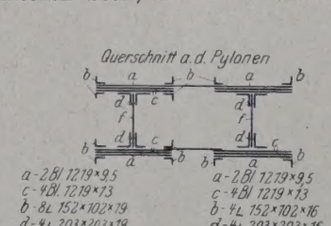
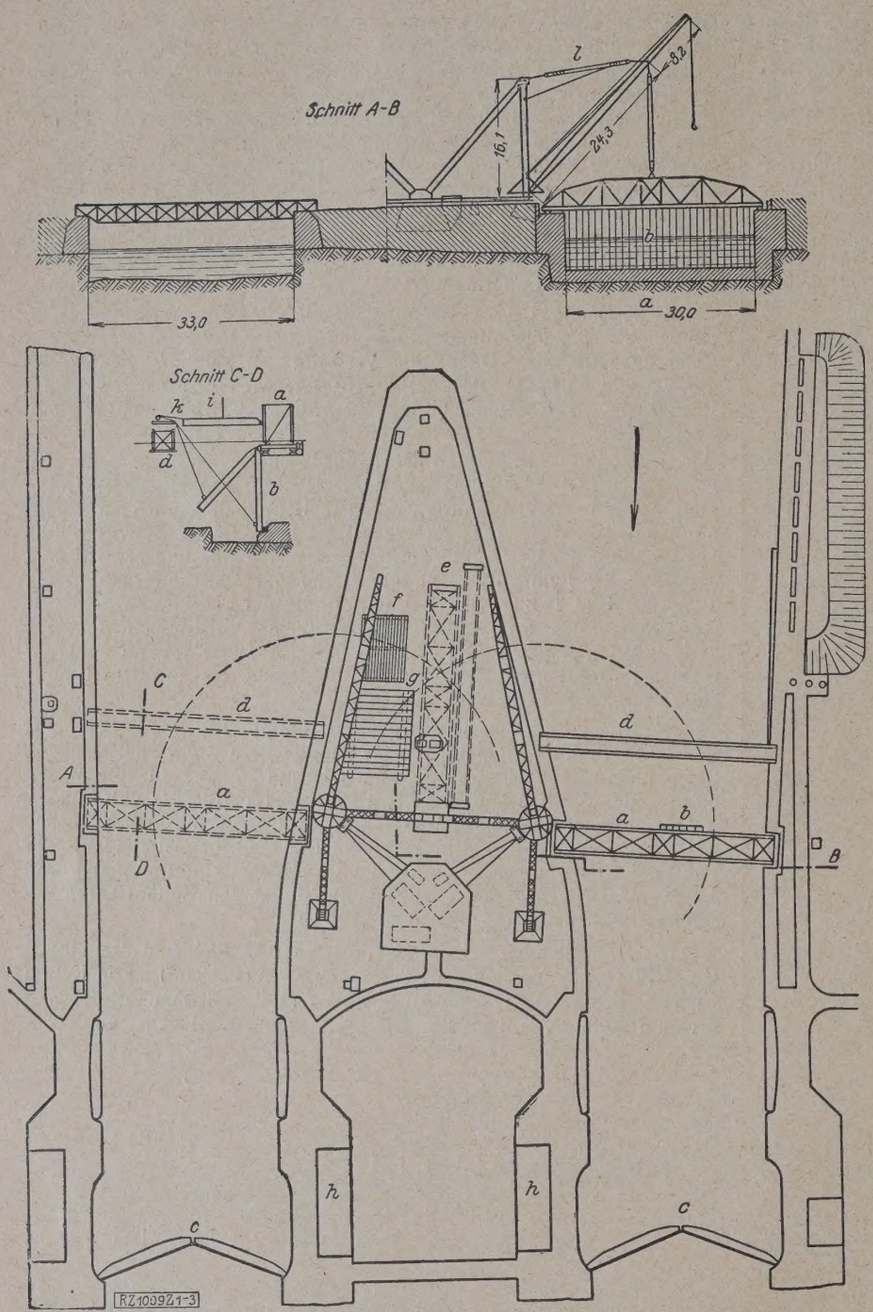


Abb. 3c.



a Schutztafelbrücke. *b* Schutztafeln. *c* Schleusenstemmtore. *d* Betriebsbrücke mit Winde. *e* Brücken außer Betrieb, gelagert. *f* Nadeln außer Betrieb, gelagert. *g* Schutztafeln außer Betrieb, gelagert. *h* Schutzraum für den Maschinenantrieb. *i* Angriff des Kranes zum Einhängen der Schutztafeln. *k* Windekabel zum Niederlassen der Schutztafeln. *l* Wippkran.

gehen durch diese beiden Kanäle und 10 000 t/Std. werden durchschnittlich durchgeschleust. Mehr als 400 Frachtfahrzeuge sind für die Beförderung dieser gewaltigen Gütermenge während der 8 bis 9 Monate dauernden Schiffahrtzeit im Betrieb, davon haben viele bis 15 000 t Ladefähigkeit.

Eine Unterbrechung dieses gewaltigen Wasserverkehrs würde namentlich für die Eisenindustrie von unberechenbarer Tragweite sein. Die Schleusen sind zwar kräftig gebaut, doch hat man Vorsorge getroffen, etwaige Schäden durch Unfälle aufs schnellste wieder zu beseitigen. Tatsächlich ist ja die Notwendigkeit von Sicherheitsvorrichtungen während des 70jährigen Schleusenbetriebes auf der amerikanischen Seite gar nicht, auf der kanadischen Seite nur einmal eingetreten. Trotzdem sind im Hinblick auf die Gefahr einer Störung dieses für das Land so wichtigen Verkehrs die Kosten solcher Sicherungen durchaus gerechtfertigt. Jede Gefahr, die durch Bruch eines Schleusentores infolge Bedienungsfehlers oder Stoßes dagegenfahrender Schiffe hervorgerufen wird, läßt sich nur ausschalten durch Maßnahmen, die den gewöhnlichen Schleusenbetrieb so verwickelt machen, daß sich dauernd Zeitverluste ergeben, die im ganzen weit größer werden, als einmal im Zeitraum mehrerer Jahre bei Eintreten eines Unfalls zu erwarten ist. Daher ist es zweckmäßig, eine Noteinrichtung zu treffen, die gestattet, bei einem Unfalle der durch den Ausgleich der beiden Wasserspiegel hervorgerufenen Strömung innerhalb einer angemessenen Zeit Herr zu werden. Dieser Zweck wird gewöhnlich durch ein bewegliches Wehr erreicht.

Wie die Z. d. V. d. I. 1925 in Heft 12 mitteilt,[1]) bestand das erste, 1881 erbaute bewegliche Wehr bei Sault St. Marie zum Schutze der südlichsten Schleuse aus einem ausschwenkbaren, durch einen Mittelpfeiler unterstützten Brückenträger mit drehbaren Nadeln, die an der Unterstromgurtung befestigt waren. Das zweite Wehr, nach der Vertiefung des Kanals 1911 erbaut und dazu bestimmt, auch die nördlich anschließende Schleuse mit zu schützen, ist von ähnlicher Bauart, aber in den Einzelheiten mehr ausgebildet und wird elektrisch betätigt.

Der einzige Fall, das Schutzwehr auf der kanadischen Seite benutzen zu müssen, wurde 1909 hervorgerufen durch ein infolge von Maschinenbedienungsfehlern gegen das Untertor fahrendes Schiff, wodurch das Tor zerstört wurde und in den Schleusen ein Strom von 4,55 m Geschwindigkeit i. d. Sek. entstand. Mit Hilfe einer ähnlichen Vorrichtung wie an der amerikanischen Seite war es möglich, die Schleuse auszubessern und nach 13 Tagen wieder in Betrieb zu nehmen.

In den Jahren 1907 und 1909 wurden nördlich der beiden vorhandenen Schleusen auf der amerikanischen Seite zwei neue Schleusen dicht nebeneinander erbaut, und es mußte eine Notdammkonstruktion gewählt werden, die bei einer Strömung von 4,55 m/Sek. eingesetzt werden konnte, eine Öffnung von 24,36 m Weite und 7,43 m Höhe abschloß und in unbenutztem Zustande die Schiffahrt nicht störte. Zunächst hatte man angenommen, daß die Anordnung von je zwei Paar Toren an beiden Enden derart, daß niemals weniger als zwei Tore gegen das Oberwasser kehren, gegen ernste Unfälle genügenden Schutz gewährte. Die Rücksicht auf die Anforderungen des steigenden Verkehrs führte jedoch dazu, ein Wehr zu errichten, das obigen Bedingungen genügte.

Möglich war entweder ein Wehr nach der Bauart Chanoine, das bei Nichtgebrauch in einer Vertiefung im Boden des Schleusenkanals Platz fand, oder eine Bauart, die von der Trennungsmauer zwischen den beiden Schleusen aus bedient werden konnte. Eine ausschwenkbare Vorrichtung über beide Schleusen hinweg, die auf der Trennungsmauer unterstützt war, hätte rd. 91,20 m überspannen müssen und würde bei Beschädigung einer Schleuse auch die andere gesperrt haben. Es wurde deshalb eine Bauart mit zwei beweglichen Brücken gewählt, die abnehmbare Rahmen und Nadeln hat (vergl. Abb.) Die ganze Einrichtung wird auf der Trennungsmauer gelagert und mittels je eines schweren Wippkranes an jeder Seite der Zwischenmauer bedient. Eine Unterstrombrücke trägt an der Oberkante des Untergurtes ihres Oberstromträgers kurze Zapfen zur Aufnahme der oberen Enden der Nadelrahmenträger. Eine zweite leichte Brücke, 10,4 m oberhalb der ersteren, trägt eine fahrbare Winde für die Handhabung der unteren Enden der Nadelrahmen. Die Nadelträger sind 0,912 m breite Stahlträger mit seitlich liegendem U-förmigen Querschnitt und einer Mittelrippe aus einem I-Träger. Der Fuß des Nadelträgers stützt sich gegen eine Eichenschwelle in einer Betonmauer, die sich über die ganze Breite der Kanalsohle erstreckt. Zur weiteren Dichtung dienen Stahlnadeln. Wenn das Nadelwerk eingesetzt werden soll, nimmt zunächst der Kran an der Seite, wo das Einsetzen stattfinden soll, die schwere Nadelrahmenbrücke auf und legt sie auf ihre Widerlager, sodann die leichte Brücke für die Winde. Sind die Brücken an ihrem Platze, so wird ein Nadelrahmen nach dem andern durch den Kran in wagerechter Lage zwischen die beiden Brücken eingeschwenkt, mit dem oberen Ende auf den Drehzapfen herabgelassen und aufgelegt sowie am unteren Ende mit dem Kabel der Winde verbunden. Mit Hilfe der Winde werden dann die Rahmen, die sich um den Zapfen drehen, bis zum Aufliegen an der Sohlschwelle herabgelassen. Ebenso werden die Nadeln eingesetzt. Etwa verbleibende Undichtigkeiten können durch Holz oder andere Stoffe gedichtet werden, wenn es noch nötig sein sollte. Die Brücken wiegen je 82 und 20 t bei rd. 30 und 33 m Spannweite. Die Wippkrane haben 16,1 m hohe Masten, 32,5 m lange Bäume und 21,6 m lange Stützen. Jeder wird mit einer besonderen Dampfmaschine angetrieben.

[1]) Vergl. a. Eng. News-Rec. 1924, Bd. 23, Heft 17.

Umgestaltung des Straßenbahnnetzes in Oslo (Kristiania). Oslo besitzt gegenwärtig ein Straßenbahnnetz von etwa 35 km Länge. Im Verhältnis zur Einwohnerzahl steht die Stadt den Hauptstädten der beiden anderen nordischen Länder nur unwesentlich nach, was aus nachstehender Zusammenstellung, die den Zustand im Jahre 1920 angibt, hervorgeht:

Stadt	Einwohnerzahl	Länge des Straßenbahnnetzes in km	km Bahn auf 1000 Einwohner
Oslo (Kristiania) .	259 000	33,30	0,128
Stockholm . . .	415 200	58,05	0,140
Kopenhagen . . .	545 000	72,60	0,133

Jährliche Fahrten, auf den Kopf der Bevölkerung bezogen: Oslo 353, Stockholm 309 und Kopenhagen 249.

Es hat der Entwicklung der Stadt sehr geschadet, daß die Ausdehnung des Straßenbahnnetzes bislang nicht nach einem durchdachten und im voraus festgelegten Plan stattgefunden hat. Diese Tatsache, die übereinstimmend jetzt allseits anerkannt wird, hat dazu geführt, daß die dichter bewohnten Stadtteile zum Nachteil der Vororte unverhältnismäßig begünstigt worden sind, was eine ungleichmäßige Entwicklung der verschiedenen Stadtteile zur Folge gehabt hat. Des ferneren hat es sich als unzweckmäßig herausgestellt, daß die Konzessionen, die von unverhältnismäßig kurzer Dauer waren, an zwei Gesellschaften erteilt worden sind.

Ein gewählter, aus fünf Personen bestehender Ausschuß hat inzwischen einen allgemeinen Plan für den Umbau und die Ausdehnung des Straßenbahnnetzes aufgestellt, der nicht nur den Bedürfnissen der Gegenwart Rechnung trägt, sondern weit ausschauend die Verkehrsfrage für die Dauer von Generationen lösen soll. Obwohl der Ausschuß der Ansicht ist, daß die Straßenbahn bei entsprechendem Ausbau den überwiegenden Teil des Stadtverkehrs zu bewältigen vermag, so umfaßt sein Plan doch auch eine Anzahl von Vorortschnellbahnen, die die weiter vorgeschobenen Siedlungsgebiete, die mehr als etwa 4 km vom Mittelpunkte der Stadt liegen, mit der Stadt und insbesondere mit dem Stadtkern verbinden sollen, wobei für beide Bahnarten Strahlenlinien bevorzugt wurden, die nur an verhältnismäßig wenigen Stellen durch Ringlinien miteinander verknüpft sind.

Die grundsätzliche Genehmigung der Pläne durch die Stadtverwaltung und durch die Verwaltungen der in Frage kommenden Vorortgemeinden hat bereits stattgefunden, beschleunigt durch die Tatsache, daß die Konzessionen der beiden bisherigen Gesellschaften mit Ende 1924 abgelaufen sind. Wenn man berücksichtigt, daß der Verkehrsplan für den Siedlungsverband Groß-Oslo schon jetzt ein Straßenbahnnetz von etwa 90 km Gesamtlänge vorsieht, wird man daraus ermessen können, welche wirtschaftliche Bedeutung einer leistungsfähigen Verkehrsanlage zuerkannt wird. Oslo marschiert hiermit in den Fußstapfen der übrigen Großstädte, in denen die Verkehrsregelung eine Schlüsselfrage des gesamten Wirtschaftsleben geworden ist.

Nils Buer.

Belastungsannahmen für englische Straßenbrücken. In England wird zurzeit großer Wert darauf gelegt, das Straßennetz für den Fernverkehr von Kraftwagen, und zwar sowohl von schnellfahrenden für den Personenverkehr als auch von schweren für den Güterverkehr auszubauen. Infolgedessen ist einerseits die Beseitigung von Engpässen, scharfen Krümmungen und unübersichtlichen Stellen hier und da im Gange, und an anderen Orten wird der Unterbau der Straße, der neuzeitlichen Lasten nicht gewachsen ist, verstärkt. Am meisten gefährdet durch die vermehrte Belastung sind natürlich Brücken.

Beim Ausbau eines älteren Straßennetzes, um es den Anforderungen neuzeitlichen Verkehrs anzupassen, muß daher die Untersuchung der Brücken auf ihre Tragfähigkeit und, wenn diese als ungenügend festgestellt wird, die Verstärkung der Brücken an erster Stelle stehen. Das hat man auch in England richtig erkannt, und Brückenverstärkungen in den Landstraßen spielen daher nach den Berichten der Fachpresse heute dort eine wichtige Rolle.

Die Belastungsannahmen, die man früher dem Bau von Straßenbrücken zugrunde legte, waren sehr verschieden; es trifft nicht zu, daß, wie man zunächst annehmen könnte, die Tragfähigkeit der Brücken entsprechend ihrem Alter abgestuft ist, daß also jüngere Brücken eine höhere Belastung aufnehmen können als ältere. Im Gegenteil kann die Tragfähigkeit z. B. einer neueren Eisenbrücke, die unter Zugrundelegung der etwa um die Wende des Jahrhunderts vorgeschriebenen Belastung berechnet und entworfen worden ist, unter deren mittlerweile eingetretenen Vergrößerung schon erschöpft sein, während eine ältere Wölbbrücke, bei deren Bau Erfahrungswerte den Ausschlag gaben, weil man die neuzeitlichen Rechnungsverfahren damals noch nicht kannte, auch den heutigen Lasten noch gewachsen ist, weil aus praktischen Gründen die Wölbstärke größer gewählt werden mußte, als eine genaue Berechnung ergeben würde.

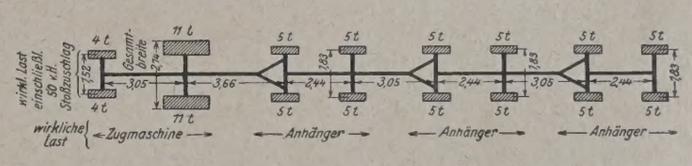
Irrtümer bei der Ermittlung der zulässigen Belastung einer Brücke sind natürlich nicht ausgeschlossen. So war z. B. vor dem Kriege auf einer aus mehreren überwölbten Öffnungen bestehenden Brücke in Devonshire der Verkehr auf leichte Fahrzeuge beschränkt. Im Kriege wurde in der Nähe ein Ausbildungslager errichtet, und die Brücke wurde dauernd mit Tanks von 25 bis 30 t Gewicht befahren, ohne irgend welchen Schaden zu nehmen.

Bis vor kurzem gab es in England keine allgemein gültige Vorschrift über die Belastung von Straßenbrücken. Eine obere Grenze war durch die Vorschriften über das Höchstgewicht von Straßenlokomotiven gegeben, doch bestand augenscheinlich kein Zwang, die Brücken so zu verstärken, daß sie derartige Lasten aufnehmen konnten. Ein Gesetz von 1861 bestimmte, daß eine Straßenlokomotive das Gewicht von 12 t und die Breite von 2,15 m nicht überschreiten sollte. Die zuständigen Ortsbehörden durften ausnahmsweise auch größere Maße und Gewichte zulassen, und von dieser Befugnis ist stillschweigend oder mit ausdrücklicher Genehmigung in gewerbreichen Gegenden häufig Gebrauch gemacht worden. Ungefederte Anhänger durften bis 2 t Achslast haben.

1878 wurde durch ein neues Gesetz das zulässige Gewicht einer Straßenlokomotive auf 14 t und ihre zulässige Breite auf 2,75 m erhöht. Ein weiteres Gesetz von 1898 setzte Strafen für die Überschreitung der zulässigen Höchstlast fest. Es bestimmte aber zugleich, daß es zur Beförderung von unteilbaren Gegenständen bis zu einem Gewicht von 16 t keiner besonderen Genehmigung bedürfte, vorausgesetzt, daß die Radreifen mindestens 25 cm breit wären; der Eigentümer des Fahrzeugs blieb aber für den Schaden, den ein so schweres Fahrzeug etwa anrichtete, verantwortlich. Die Zahl der Anhänger wurde auf drei beschränkt.

Alle diese gesetzlichen Bestimmungen waren aber keine Vorschriften für den Entwurf von Brücken, sondern wirkten in dieser Beziehung nur mittelbar. Die erste Belastungsvorschrift als Unterlage für Brückenentwürfe wurde vom Gesundheitsministerium aufgestellt, das anscheinend damals für den Straßenbau oder das Bauwesen zuständig war und heute noch für den Hochbau zuständig ist. Sie sah als Rechnungslast eine Straßenwalze von 12 t Gewicht vor, die so aufgestellt werden sollte, daß in den einzelnen Brückengliedern die Höchstspannungen auftraten. Zu der ruhenden Last war ein Stoßzuschlag von 50 % zu machen.

Das im Jahre 1919 ins Leben gerufene Verkehrsministerium übernahm neben dem Eisenbahnwesen, dessen Neuregelung seine erste Aufgabe war, auch die staatliche Aufsicht über das Straßenwesen; es veröffentlichte alsbald eine neue Belastungsvorschrift für Straßenbrücken, nach der der Lastenzug aus einer 16 t schweren Zugmaschine mit zwei Dritteln der Last auf der Hinterachse und drei Anhängern von je 8 t Gewicht, gleichmäßig auf die beiden Achsen verteilt, bestehen sollte. Ein solcher Zug sollte eine Breite von 3,05 m (10 Fuß) einnehmen, und es sollten so viel Züge nebeneinander auf der Fahrbahn stehen, wie deren Breite zuließ. Auch diese Vorschrift sah einen Stoßzuschlag von 50 % vor.



Vorschriften über die Zulassung von Kraftwagen zum Verkehr vom Jahre 1921 führten als Höchstgewicht einer Straßenlokomotive ohne Federung 20 t einschließlich des mitgeführten Wasser- und Brennstoffvorrats ein, wobei nicht mehr als drei Viertel des Gewichts auf die Hinterachse entfallen dürfen. Bald danach erschien auch eine neue Belastungsvorschrift des Verkehrsministeriums, ebenfalls unter Zugrundelegung einer Zugmaschine von 20 t Gewicht, die drei Anhänger von je 13 t Gewicht schleppt. Zu diesen Lasten ist ein Stoßzuschlag von 50 % zu machen. Die vordere Achse der Zugmaschine ist also insgesamt mit einer Last von 8 t, die hintere mit einer Last von 22 t anzusetzen. Ihre Achsen sind 3,05 m voneinander entfernt; die größte Breite, über die Hinterräder gemessen, beträgt 2,74 m. Die Anhänger, die einen Achsstand von 2,45 m haben, wiegen 13 t, was mit dem Stoßzuschlag eine Last von 10 t auf jede Achse ergibt. Der Abstand der Hinterachse der Zugmaschine von der Vorderachse des ersten Anhängers beträgt 3,65 m, der Abstand der Hinterachse eines Anhängers von der Vorderachse des nächsten 3,05 m. Der Abstand der Vorderräder der Zugmaschine, von Mitte zu Mitte gemessen, ist mit 1,52 m, der der Anhänger mit 1,83 m angegeben (s. Abbildung). Betreffs der Aufstellung dieses Lastenzuges auf der Brücke gelten die früher erwähnten Vorschriften.

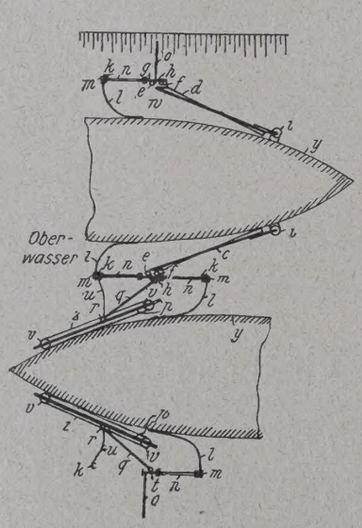
Die neueren Vorschriften über die Belastung von Straßenbrücken haben Anlaß gegeben, zahlreiche Brücken mittlerer Stützweite, die aus zwei Hauptträgern und einer von Querträgern unterstützten Fahrbahn bestanden, sowohl solche aus Eisen wie solche aus Beton, durch Brücken zu ersetzen, bei denen die Fahrbahn auf Längsträgern in je 1,53 m Abstand ruht. Ein reizvolles Beispiel der Verstärkung einer aus dem Jahre 1815 stammenden gußeisernen Bogenbrücke, der Waterloo-Brücke bei Bettwo-y-Coed, durch Einhüllen der Eisenteile in Beton, um die Brücke mit der neuen Belastungsvorschrift in Einklang zu bringen, ist in „Engineering“ vom 27. Februar d. J. eingehend beschrieben.[1]) Es zeigt, daß man neuerdings in England den Wert von älteren Bauwerken schätzen lernt und die aus statischen Gründen nötigen Umbauten so ausführt, daß am Bilde der Brücke möglichst wenig geändert wird. Ein Erlaß des Verkehrsministeriums hat den Stellen, die für die Erhaltung und Verstärkung alter Brücken und für ihren etwaigen Ersatz durch neuzeitliche Brücken verantwortlich sind, die sorgfältige Erhaltung des Landschaftsbildes, in dem die alte Brücke steht, zur Pflicht gemacht.

Das englische Verkehrsministerium scheint nicht befugt zu sein, die allgemeine Annahme seines Lastenzuges bei der Berechnung von Straßenbrücken zu erzwingen. Da aber die meisten Brückenneubauten und -umbauten, die jetzt im Gange sind, mit staatlicher Unterstützung ausgeführt werden, kann es die Gewährung von Beihilfen zum Bau und Umbau von Brücken davon abhängig machen, daß dabei sein Lastenzug zugrunde gelegt wird. So bietet sich praktisch die Möglichkeit, alle Brücken für den gleichen, vorstehend beschriebenen Lastenzug tragfähig zu gestalten. Diese Belastung geht erheblich über das Gewicht hinaus, das die heutigen Fahrzeuge einer Straßenbrücke zumuten, aber die Erfahrung hat gelehrt, daß mit der Zunahme des Straßenverkehrs auch das Gewicht des einzelnen Fahrzeuges zuzunehmen pflegt, und wie die älteren Brücken meist Lasten haben aushalten können, die die zur Zeit ihrer Erbauung üblichen bei weitem übertreffen, so sollen auch die nach dem heutigen Lastenzug gebauten Brücken noch den Fahrzeugen der nächsten 20 bis 30 Jahre gewachsen sein. Wkk.

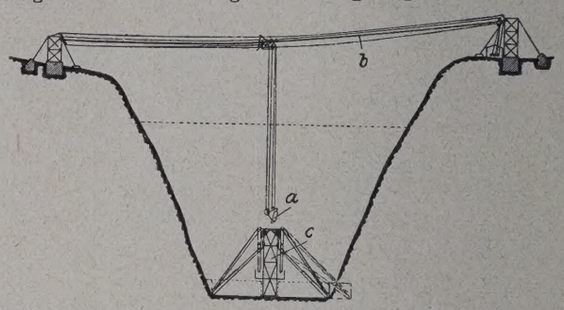
Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Tor für Wasserläufe zu Schiffahrt- und Stauzwecken (Kl. 84a, Nr. 403 635, v. 11. 10. 1922, von August Seboldt in Halle a. S.). Der Wasserlauf einer Schiffahrtstraße wird in kürzeren Abständen durch eine Anzahl von Toren abgeschlossen, die in ihrer Gesamtheit einen Stufenkanal mit vielen Wasserspiegelstufen von geringer Höhe bilden und die Bauart der Tore einfach und billig gestalten. Das Schiff öffnet durch die im Fahrzeuge nach dem Trägheitsgesetz vorhandenen Energiemengen selbst das Tor, das sich nach Schiffsdurchgang zur Herstellung des Gleichgewichtszustandes von selbst wieder schließt. Diese Gewichtswirkung der Tore gegen den Oberwasserdruck erfordert, daß die Tore für die Bergfahrt anders gerichtet sein müssen als für die Talfahrt und daß die Tore mit Rücksicht auf den Oberwasserstau und auf ihre Bewegung bei Schiffsdurchfahrt für die Tal- bezw. Bergfahrt verschieden gebaut sein müssen. Erfindungsgemäß trägt das Tor der Talfahrt schräge gegen das Oberwasser gelehnte und nach der Unterwasserseite gerichtete Flügel mit Rollen an den Kanten, die durch das Schiff selbst auseinander geschoben werden und nach Durchgang des Schiffes durch ihr Eigengewicht sich gegen den Stau schließen. Das Tor der Bergfahrt trägt stemmtorartig gegen das Oberwasser gerichtete Torflächen, die durch das Schiff um eine etwas außerhalb der Torflügelmitte liegende Achse gedreht werden und sich mittels Rollen und Tauführung an das Schiff bei Durchfahrt anlegen und sich durch höheren Strömungsdruck auf die größere Flächenhälfte nach Schiffsdurchgang selbsttätig wieder schließen.



Verfahren zur Ausführung von Gußbetonarbeiten bei Talsperren, Schleusen usw. mittels Seilbahnen (Kl. 84a, Nr. 404 685, v. 16. 8. 1922, Adolf Bleichert & Co., in Leipzig-Gohlis und Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm.-Ges. in Berlin). Um bei Gußbetonarbeiten einen möglichst ununterbrochenen Zufluß des Betonbreies und eine Zuleitung des Baustoffes nach den verschiedensten Stellen des Bauwerks zu ermöglichen, wird der Betonbrei durch Seilbahnen einer auf dem Bauplatz aufgestellten Verteilungsvorrichtung zugeführt und in deren



Trichter gefüllt, wo er durch die nach allen Seiten verstellbaren und verschwenkbaren Rinnen an die jeweilige Verwendungsstelle gebracht wird. Hierdurch werden einerseits die sonst üblichen langen Zuflußrinnen vermieden, anderseits genügt für die Seilbahn eine einzige Laufbahn mit Heb- und Senkvorrichtung; außerdem kann der Beton in gleichmäßiger Beschaffenheit und in ständigem Fluß zugeführt werden.

Personalnachrichten.

Baden. Der Baurat H. Wielandt bei der Wasser- und Straßenbaudirektion ist zum Vorstand des Bezirksbauamts Bruchsal ernannt worden.

Preußen. Befördert wurden: die Regierungs- und Bauräte (W.) Paxmann (beurlaubt zum R. V. M.) und Dinkgreve bei der Regierung in Schleswig zu Oberregierungs- und Bauräten.

Verliehen wurde: dem Regierungsbaurat Martin, Vorstand des Wasserbauamts in Emden, eine Regierungsbauratsstelle der Bes.-Gr. A 12; den Regierungsbauräten bezw. Regierungs- und Bauräten (W.) Fähndrich, Vorstand des Wasserbauamts in Stettin, Rust, Vorstand des Wasserbauamts in Berlin, Witte bei der Wasserstraßendirektion in Hannover, Piper bei der Wasserbaudirektion in Münster i. W., Dr.-Ing. Heiser, Vorstand des Hafenbauamts in Kolberg, Bartels bei der Oderstrombauverwaltung in Breslau, Mannsdorf, Vorstand des Neubauamts in Tönning, Pfeiffer, Vorstand des Neubauamts in Husum, Arnold, Vorstand des Wasserbauamts in Breslau, Klenner bei der Oderstrombauverwaltung in Breslau, Arp, Vorstand des Neubauamts in Wesermünde, Illing, Vorstand des Wasserbauamts in Kiel, Regierungsbaurats- bezw. Regierungs- und Baurats-Beförderungsstellen der Bes.-Gr. A 11.

Versetzt sind: die Regierungsbauräte (W.) Baetjer von Peine nach Kassel als Vorstand des Wasserbauamts I, Engler von Hannover nach Peine als Vorstand des Kanalbauamts, Warning von Emden an das Wasserbauamt in Fürstenwalde a. d. Spree, Wilh. Hartmann von Peine an das Wasserbauamt in Emden, Busse von Kolberg an das Schleppamt Duisburg-Ruhrort; der Regierungsbaumeister (W.) Wöltinger von Helgoland an das Wasserbauamt in Husum.

Der außerordentliche Professor in der Fakultät für Bauwesen der Technischen Hochschule Berlin, Geh. Regierungsrat Dr.-Ing. K. Haußmann, ist mit Wirkung vom 1. Oktober 1925 ab von den amtlichen Verpflichtungen entbunden worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Adolf Hahn und Günther Schulze (Wasser- und Straßenbaufach).

Gestorben ist: der Regierungs- und Baurat i. R. Geheimer Baurat Rudolf Scheck, Breslau, früher Vorstand des Wasserbauamts in Fürstenwalde a. d. Spree.

Württemberg. Übertragen wurde je eine Bauratsstelle im Geschäftskreis der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau: den Bauamtmännern Engelfried beim Straßen- und Wasserbauamt Ebingen, Steinheil beim Neckarbauamt Heilbronn, Adam beim Straßen- und Wasserbauamt Heilbronn, Blum beim Neckarbauamt Heilbronn und Mörike bei der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau.

[1]) Ein Sonderbericht über diese Brückenverstärkung folgt in einem der nächsten Hefte der „Bautechnik“.

INHALT: Geplante Erweiterung des Straßburger Rheinhafens. — Elektrischer Baggerantrieb. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau Halbmonatsschrift für Baukunst VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Verwendung von Grubenkies zur Herstellung von Beton. — Drei neue Hängebrücken über den Allegheny-River. — Bewegliche Notwehre für die Sault St. Marie Schleusen. — Umgestaltung des Straßenbahnnetzes in Oslo (Kristiania). — Belastungsannahmen für englische Straßenbrücken. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang | BERLIN, 22. Mai 1925 | Heft 22

Alle Rechte vorbehalten.

Über Tore und Schützen für Schiffsschleusen.

Von Oberregierungsbaurat **Loebell**, Berlin.

(Nachtrag zu dem gleichnamigen Aufsatz in Heft 4.)

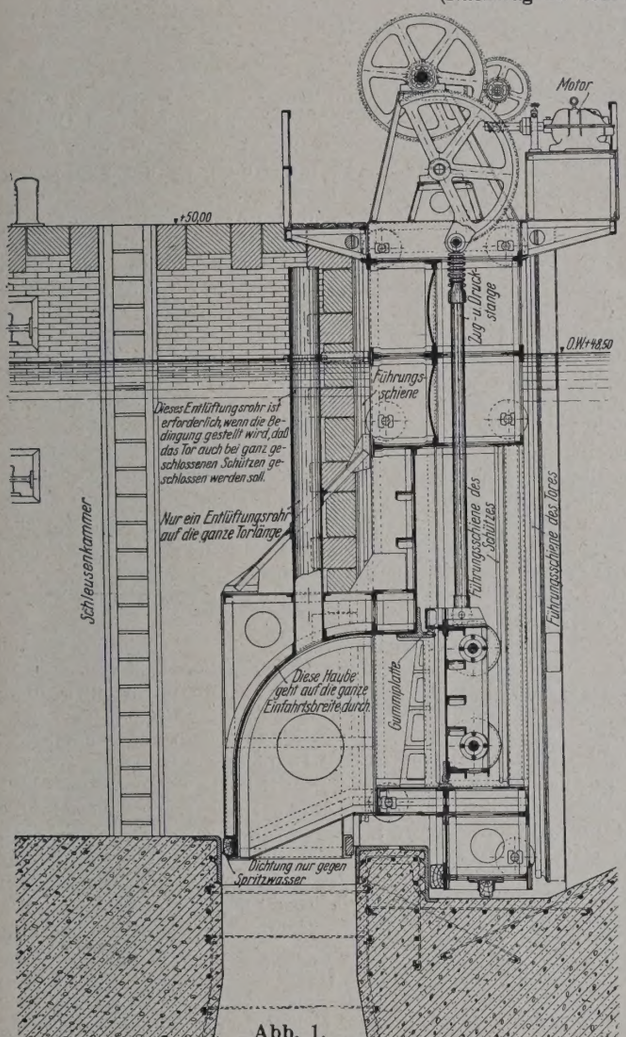


Abb. 1.

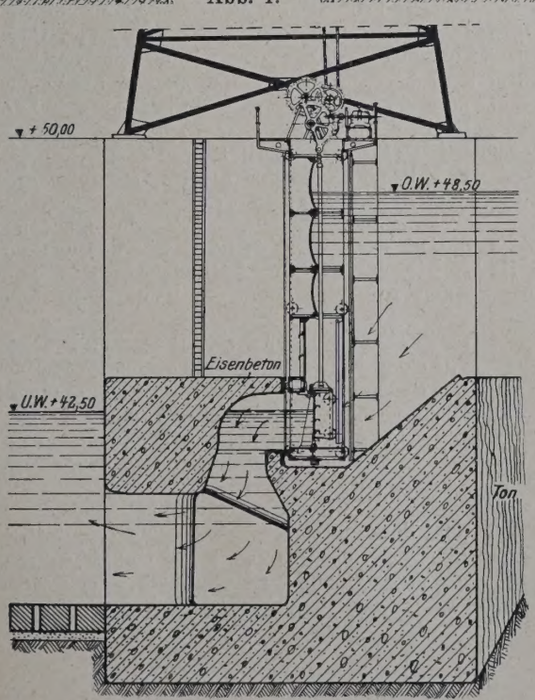


Abb. 3.

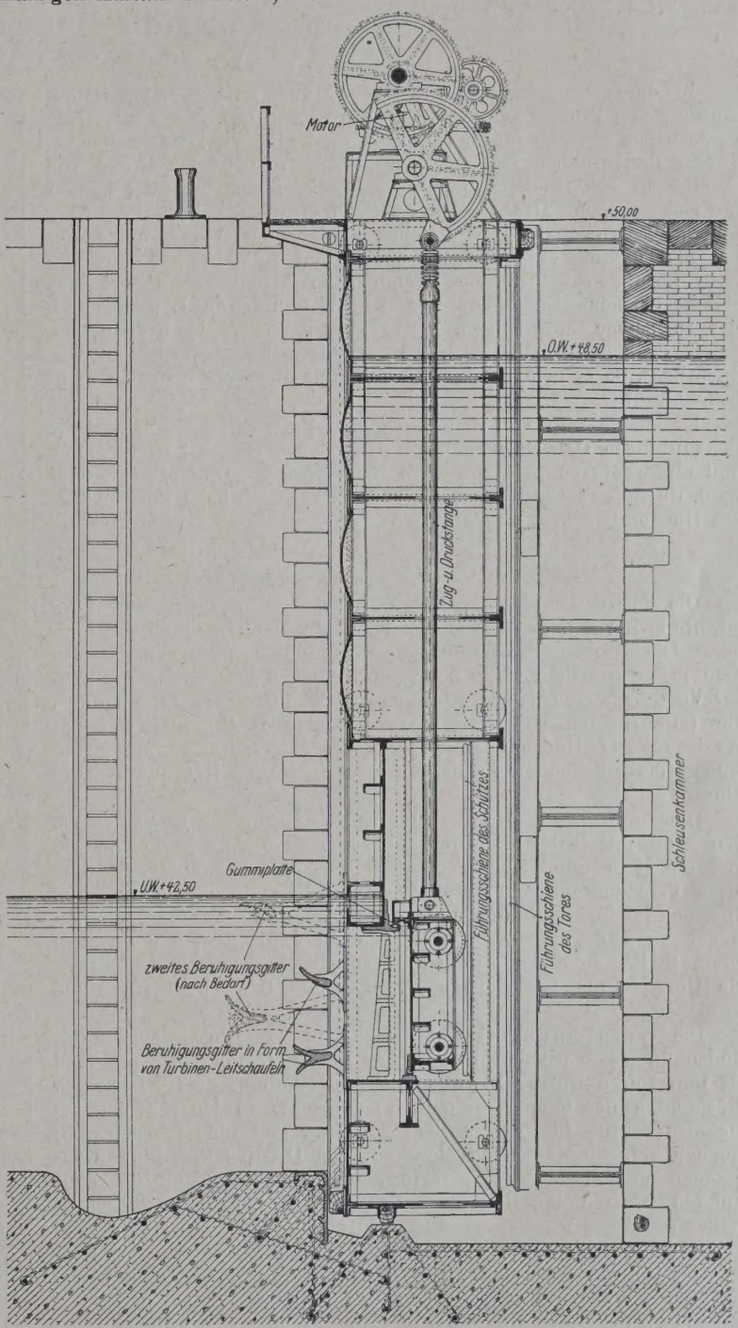


Abb. 2.

Das in dem erwähnten Aufsatz gewählte Beispiel eines Hubtores mit eingebauten Rohrschützen ergibt bei größeren Wassertiefen ein recht hohes Torgewicht. In solchen Fällen sind Tore mit eingebauten Rollkeilschützen in der Herstellung billiger.

Die Abb. 1 u. 2 zeigen ein Hubtor für das Ober- und Unterhaupt einer Schleuse. Das durch die — mittels Rollkeilschützen verschließbaren — sechs Toröffnungen strömende Wasser wird durch eine unten am Tor angebaute eiserne Haube zu den im Drempelunterbau vorhandenen Füllschächten geleitet, gelangt unter den Drempel und dann durch ein aus Betonpfeilern gebildetes Beruhigungsgitter (wie nach Abb. 8, S. 37 d. Bl.) in die Schleusenkammer. Man kann nach

Abb. 3 die erwähnte Haube auch aus Eisenbeton in Verbindung mit dem Drempel herstellen. In diesem Falle wird das Tor in der Herstellung einfacher, aber je nach der Größe der Schützen um 1,5 bis 2 m höher.

Um die Energie des aus den Schützen des Untertores (Abb. 2) ausströmenden Wassers unschädlich zu machen, ist es zweckmäßig, die Schützen auf die ganze Torbreite zu verteilen. In Abb. 2 sind daher sechs Schützen vorgesehen, deren Ständer nach Art des erwähnten Beruhigungsgitters am Oberhaupt wirken und die ausströmende Wassermasse in sechs Teile zerlegen. Bei größeren Gefällen können diese sechs Wasserstrahlen nach Abb. 2 durch außen angeschraubte Leitschaufeln in einer oder mehreren Staffeln noch weiter der Höhe nach unterteilt werden, bis die gewünschte Beruhigung des Wassers erzielt wird.

Im allgemeinen wird man auch bei den neueren Schleusenbauten ohne diese Leitschaufeln auskommen, mindestens aber wird eine Staffel solcher Verteilungsschaufeln genügen, da in Rücksicht auf den Umfang der Wellenbildungen in den Kanalhaltungen größere Wassermengen als 40 m³/Sek. kaum abgelassen werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Weiteres über die Hudson-Brücke in New York.

Von Dr.-Ing. **Otto F. Theimer**, New York.*)

In der „Bautechnik" 1924, Heft 40 vom 16. September ist ein Aufsatz von Prof. Dr.-Ing. W. Schachenmeier, München, über einen neuen Entwurf für eine Hudson-Brücke in New York erschienen. Dieses Bauvorhaben hat wegen seiner hervorragenden Größe von Anfang an die Aufmerksamkeit der Brückeningenieure aller Länder auf sich gezogen. Der Aufsatz von Schachenmeier geht in die Einzelheiten der Konstruktion der Kabel, Pylonen und Versteifungsträger ein und glaubt, eine wissenschaftlich und wirtschaftlich einwandfreie Lösung der Aufgabe gefunden zu haben. Besonders vergleicht er seine Ergebnisse mit dem Entwurf von Lindenthal, der in seinen allgemeinen Zügen der Fachwelt ja bekannt ist. Die Einzelheiten seines Entwurfs hat Lindenthal bisher nicht veröffentlicht, da er gemäß seiner Gewohnheit diese vor dem Bau nicht bekanntgibt.

Es ist deshalb von Bedeutung, den Entwicklungsgang und die Behauptungen Dr. Schachenmeiers über seinen Entwurf zu verfolgen und ein wenig zu beleuchten. Bevor jedoch darüber etwas gesagt wird, dürfte es angebracht sein, auf die geschichtliche Entwicklung des Hudson-Brückenplans kurz einzugehen.

Geschichte des Hudson-Brückenplans.

Die Notwendigkeit einer Brücke über den Hudson in New York machte sich vor dem Ausbau der Eisenbahnen nicht besonders fühlbar. Die großen Fährboote, die von einem Ufer zum andern kreuzen, entsprachen völlig den Anforderungen jener Zeit. Als aber der Verkehr auf den den Kontinent durchquerenden Eisenbahnen, die (mit Ausnahme der New York Central R. R.) alle von der Westseite des Hudsonflusses ihren Ausgang nahmen, stetig anwuchs, machte sich die Forderung einer rascheren Überquerung des Flusses geltend.

Dies führte zu den im Jahre 1878 begonnenen Versuchen, den Fluß mit Tunnel zu unterfahren. Deren Bau mußte jedoch mehrere Male unterbrochen werden; erst 30 Jahre später wurden diese Versuche mit Erfolg gekrönt. Für Dampflokomotiven und ihre schwefelhaltigen Rauchgase schienen solche Tunnel nicht geeignet zu sein, und deshalb begann im Jahre 1887 die Pennsylvania R. R., eine der größten Eisenbahngesellschaften Amerikas, die Überquerung des Flusses mittels einer Brücke in Erwägung zu ziehen.

Die ersten ernstlichen Untersuchungen zur Überbrückung des Hudsonflusses wurden im Auftrage dieser Bahngesellschaft 1886 bis 1887 durch Gustav Lindenthal und Samuel Rea (den jetzigen Präsidenten der Pennsylvania R. R.) gemacht, zu jener Zeit junge Ingenieure. Sie führten zu dem Schlusse, daß eine Brücke wohl möglich sei, diese aber in einer einzigen Öffnung den Fluß überspannen müsse, abgesehen davon, daß die Regierung der Vereinigten Staaten innerhalb der Kaifluchtlinien keinerlei Brückenpfeiler gestatten würde. Es galt also: entweder Tunnel oder eine weitgespannte Brücke.

Der Hudson ist mehr als doppelt so breit als der East River, und der Plan einer Brücke von der doppelten Spannweite der Brooklyn-Brücke, der größten jener Zeit, erschien vielen Ingenieuren vorerst als undurchführbar. Doch mit den wachsenden Kenntnissen auf dem Gebiete des Brückenbaues wurde es bald klar, daß die von Lindenthal schon im Jahre 1887 vorgeschlagenen Pläne für eine solche Brücke völlig ausführbar sind, und so erlangte dieser Entwurf praktische Formen.

Die North River Bridge Company erhielt hierfür vom Kongreß einen staatlichen Freibrief. Im Jahre 1892 wurden der Regierung Pläne für eine Brücke, von der 23. Straße in New York hinüber nach Hoboken, vorgelegt und von ihr genehmigt. Der Bau sollte sogleich in Angriff genommen werden; doch führte dieser die Gesellschaft in Prozesse wegen der Enteignung von Grund und Boden für die nötigen Zufahrtwege. Diese Rechtsstreitigkeiten mußten bis zum Obersten Gerichtshof der Vereinigten Staaten durchgefochten werden, der der Gesellschaft das Enteignungsrecht für Grundeigentum zum Zwecke der Anlage der Brücke endgültig bestätigte.

Es schien nun der Weg für den unverzüglichen Bau dieser Brücke geebnet, und er wäre auch ausgeführt worden, wenn nicht die Finanzkrise des Jahres 1893, die fast alle Eisenbahngesellschaften der New Jersey-Seite zum Bankerott brachte, es unmöglich gemacht hätte, die Finanzierung des Unternehmens durchzuführen. Das gesamte Geschäftsleben, einschließlich des der Eisenbahnen, erlitt große Einbuße, und es dauerte sechs bis acht Jahre, bis sich die Lage wieder gebessert hatte.

In der Zwischenzeit machte die elektrische Zugförderung auf Eisenbahnen solche Fortschritte, daß der Tunnel wieder in den Vordergrund rückte. Der Pennsylvania R. R., die an sich bereit war, die Führung im Bau einer Brücke über den Hudson zu übernehmen, war es nicht möglich, die anderen Eisenbahnen zu gemeinsamer Benutzung und Finanzierung zu vereinen. Sie entschloß sich daher, nicht länger zu warten und für eigenen Gebrauch und eigene Rechnung die Zufahrt nach Manhattan und Long Island zu erreichen, und zwar durch zwei Tunnel unter dem Hudson und Manhattan und durch vier Tunnel unter dem East River.

Dies bedeutete eine zeitweise Zurückstellung des Hudson-Brückenunternehmens. Inzwischen machte sich aber der Auto- und Kraftwagenverkehr in solchem Maße geltend, daß für diesen allein, unabhängig von den Eisenbahnen, neuerdings die Forderung nach einer Brücke über den Hudson erwuchs. Es wurden in den Staaten New York und New Jersey Brücken- und Tunnelkommissionen geschaffen, und eine Anzahl von Plänen sowohl für Brücken als auch für Tunnel wurde ausgearbeitet. So entstanden im Laufe der letzten 30 Jahre für die Hudson-Brücke neben Lindenthals Plan nicht weniger als acht verschiedene, durchgearbeitete Entwürfe von erfahrenen Ingenieuren, darunter auch eine Kettenbrücke mit vier Tragwänden. Es besteht also kein Mangel an gut ausgedachten Plänen. Aber bislang hat Lindenthals Entwurf die einzige Aussicht auf Verwirklichung. Das Unternehmen ist auf Privatkapital angewiesen, das von den Einnahmen der Brücke getilgt werden muß. Öffentliches Kapital für den Bau der Brücke ist wegen gesetzlicher Schwierigkeiten nicht erhältlich. Es werden zwar aus öffentlichen Geldern zwei Tunnel erbaut, die aber nur dem Straßenverkehr dienen sollen. Sie sind am Fuße der Kanal-Straße angelegt und führen hinüber nach Jersey City. Ihr Bau dürfte 1926 vollendet sein. Sie können jedoch nur vier Verkehrslinien fassen und werden von vielen Seiten als eine Art Versuch angesehen, denn es muß erst gezeigt werden, ob ausreichende Lüftungsmöglichkeiten vorhanden sind.

Unterdessen hat die Pennsylvania R. R. ihre Tunnel, die lediglich dem durchgehenden Personenverkehr dienen, fertiggestellt. Die Hudson and Manhattan R. R. erbaute vier kleinere Tunnelröhren für Ortsverkehr. Diese sechs Linien, im Verein mit den Fährbooten, bieten die einzigen gegenwärtigen Überquerungsmöglichkeiten des Hudsonflusses. Sie sind unzureichend und besonders in den Morgen- und Abendstunden (rush hours) außerordentlich stark überfüllt.

Während dieses Zeitraumes hat der East River fünf Brücken und 14 Tunnel erhalten, so daß jetzt mehr als die halbe Bevölkerung von New York sich in Long Island in annehmbarer Entfernung angesiedelt hat. Es ist allgemein bekannt, daß New York einen Auslaß nach New Jersey braucht, wo genügend Raum zur Entwicklung von Siedlungen für Wohn-, Geschäfts- und Fabrikzwecke vorhanden ist. Die Brücke, die nun an der 57. Straße vorgeschlagen ist, wird einen solchen Auslaß bieten. Sie wird die großen Verkehrsprobleme für die Straßen von New York durch Dezentralisation der Bevölkerung mit einem Schlage lösen, und New Jersey wird ebenso zugänglich gemacht werden, wie Brooklyn und Queensborough durch die Brücken über den East River.

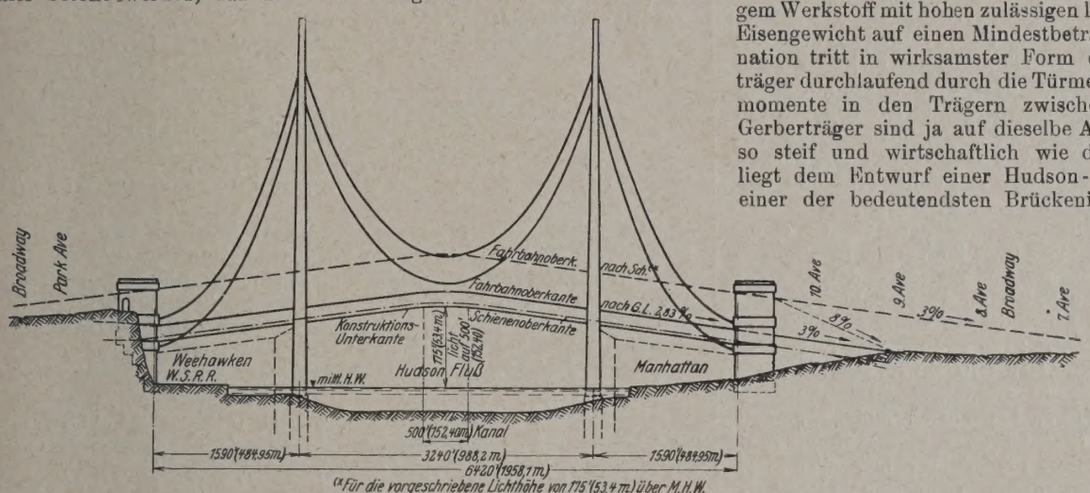
*) Assistent im Konstruktionsbureau von Dr. Gustav Lindenthal, New York.

Besprechung des Entwurfes von Dr. Schachenmeier.

Was nun den Entwurf Dr. Schachenmeiers anbetrifft, für den er besondere Güte und Sicherheit beansprucht, so erscheint es zweckmäßig, ihn der Reihenfolge nach zu beleuchten, wie er ihn selber vorführt. Folgende Besprechung gibt im wesentlichen die Ansichten Lindenthals wieder, wie er sie dem Verfasser dieses Aufsatzes mitgeteilt hat.

Spannweiten. Für den Entwurf nimmt Schachenmeier willkürlich eine größere Entfernung zwischen den Widerlagern oder Verankerungen an als Lindenthal (L. 6420′ = 1958,1 m, Sch. 6561′ = 2000 m). Die Mittelspannweite wird ferner um rd. 700′ (rd. 210 m) größer gewählt (L. 3240′ = 988,2 m, Sch. 3937′ = 1200 m). Diese Einteilung ist nicht statthaft, weil die Lage der Türme und Verankerungen durch örtliche Verhältnisse festgelegt ist. Schachenmeier hätte sich an diese Tatsachen halten sollen, wenngleich er seine Austeilung durch die Verteilung der Biegungsmomente im Versteifungsträger begründet.

Fahrbahnen. Schachenmeier legt die Fahrbahnen für Straßen und Eisenbahnen in vier Stockwerke übereinander. Es muß auch hier betont werden, daß die Vermehrung der Stockwerke von zwei



auf vier wegen der örtlichen Verhältnisse unzulässig ist. Denn die Vermehrung würde erfordern, daß an beiden Enden der Brücke drei Stockwerke unter das Gelände geführt werden. Bis jetzt haben alle Studien über diese Brücke nur eine Fahrbahn vorgesehen. Auch Lindenthals Entwürfe enthielten nie mehr als zwei Stockwerke für Fahrzeuge. Das ist das Äußerste, was an beiden Ufern den örtlichen Verhältnissen noch angepaßt werden kann. Die geringste Lichthöhe über dem Fluß in Brückenmitte ist auf 175′ (53,4 m) festgesetzt. Die Fahrbahnoberkante in Schachenmeiers Entwurf würde demnach um 58′ (17,7 m) höher über den Fluß zu liegen kommen als in Lindenthals Plan. Wenn nun dasselbe Gefälle für die Brückenauffahrten von 2,83% beibehalten wird, wie Lindenthal es vorsieht, so müßte Schachenmeiers Brücke auf der New Yorker Seite eine um 2000′ (610 m) längere Rampe erhalten, die bis in die Mitte von Manhattan hineinreichen würde (vergl. Abb.). Da der Baugrund ohne Gebäude einen Wert von 40 bis 200 $ für 1 Quadratfuß darstellt, so würde somit diese Verlängerung der Zufahrten allein schon weitere 30 000 000 $ kosten. Um aber die Brückenrampen von demselben Punkte beginnen zu lassen wie in Lindenthals Entwurf (d. h. von der Kreuzung der 9. Avenue und 57. Straße), müßte die Steigung 8% betragen, was offensichtlich für Wagen- und Bahnverkehr ausgeschlossen ist.

Ein weiterer Umstand, der berücksichtigt werden muß, ist der, daß die Auffahrt mit vier Stockwerken eine Reihe der von Nord nach Süd laufenden Straßenzüge sperren würde. Es ist demnach die ganze Anlage nach Schachenmeier auf willkürliche und unmögliche Annahmen gegründet und unausführbar. Diese örtlichen Umstände können auswärtigen Ingenieuren nicht gut bekannt sein. Deshalb ist ein Entwurf für eine solche Brücke ohne eingehende örtliche Vorstudien ohne praktischen Wert.

Vorerst kommen aber noch andere Fragen in Betracht. Lindenthals Plan sieht eine einheitliche Fahrbahn von 235′ (71,7 m) für 20 Wagenreihen (einschließlich zweier Promenaden) vor. Die Hochflut des Wagenverkehrs wechselt morgens und abends ihre Richtung und kann sich auf einer einheitlichen, breiten Fahrbahn unbehindert nach Bedarf ausbreiten und verengen. Dies ist auf getrennten Fahrbahnen, ob sie nun nebeneinander oder, wie in Schachenmeiers Entwurf, übereinander gelegt sind, in demselben Maße nicht möglich. 99% des Straßenverkehrs geschehen heute mit Motorbetrieb. Die durch unvollkommene Verbrennung entstehenden giftigen Gase werden auf einer freien, offenen Fahrbahn vom Winde leicht abgetrieben. In Schachenmeiers Plan hat das obere Deck bloß Raum für 12 Linien, im zweiten Stockwerk für 8 weitere Linien nebeneinander. Die Gase der Autos und Motorwagen könnten im zweiten Stockwerk nach der Seite hin nur schwer entweichen. Die Erfahrung hat gelehrt, daß unter den Hochbahnen und im unteren Stockwerk der East River-Brücken die Auspuffgase an nebligen Tagen sich schwadenweise zwischen den oberen Decken und den Seitenwänden ansammeln und nur langsam abziehen. Es muß natürlich das Bestreben des Ingenieurs sein, solche Übelstände zu vermeiden, da sie gesundheitsschädlich sind.

Was weiter die Eisenbahnlinien anbetrifft, so sind diese nicht für Dampflokomotiven bestimmt, wie Schachenmeier annimmt, sondern das Gesetz schreibt schon lange vor, daß alle Bahnen im Weichbilde der Stadt nur elektrisch betrieben werden dürfen.

Versteifungsträger. Schachenmeier wählt aus längst erkannten wirtschaftlichen Gründen für seinen Entwurf die Kombination von Drahtkabeln und Versteifungsträgern, beide aus besonders hochwertigem Werkstoff mit hohen zulässigen Inanspruchnahmen gedacht, um das Eisengewicht auf einen Mindestbetrag zu beschränken. Diese Kombination tritt in wirksamster Form dann auf, wenn die Versteifungsträger durchlaufend durch die Türme geführt werden, um die Biegungsmomente in den Trägern zwischen den Türmen zu vermindern. Gerberträger sind ja auf dieselbe Absicht gestellt, nur sind sie nicht so steif und wirtschaftlich wie durchlaufende Träger. Diese Idee liegt dem Entwurf einer Hudson-Brücke zugrunde, den Morison, einer der bedeutendsten Brückeningenieure seiner Zeit, schon vor 30 Jahren ausgearbeitet hat.

Da solche Träger aus wirtschaftlichen Gründen eine Höhe von $^1/_{40}$ bis $^1/_{50}$ der Spannweite erhalten (in Schachenmeiers Entwurf 93,5′ (28,5 m) = $^1/_{42}$ L.), so müssen die oberen Gurtungen mit deren Quersteifung die Fahrbahn weit überragen. Um aber die ganze Breite der Fahrstraße in eine Höhe legen zu können und dabei das Gewicht der Querträger niedrig zu erhalten, müßten entweder drei oder vier Tragwände gewählt werden (wie dies auch wirklich in einigen der schon erwähnten Entwürfe geschehen ist), oder es müßten, wenn nur zwei Tragwände vorhanden sind, die Querträger mit einem Mindestgewicht konstruiert werden. Dies hat nun Lindenthal in seinem Entwurfe in origineller Weise getan, indem er für seine Querkonstruktion einen Vierendeelschen Rahmenträger gewählt hat. Dieser Träger wiegt, nach durchgearbeiteten Plänen berechnet, 530 000 engl. Pfund (240 t) und nicht, wie Schachenmeier angibt, 400 t. Er ist nicht aus teurem Nickelstahl, sondern aus hochwertigem, aber 40 % billigerem Kohlenstoffstahl gewählt.

Der erwähnte Entwurf von Morison, den er im Oktober 1896 in einem Vortrage der American Society of Civil Engineers vorgeführt hat, ist mit der daran geknüpften Aussprache, die von etwa einem halben Dutzend der damals hervorragendsten Brückeningenieure geführt wurde, in den „Transactions“ dieser Gesellschaft, Band XXXVI, enthalten. Morison hat, wie gesagt, schon damals erkannt, daß der durchlaufende Versteifungsträger dem Gerberträger unbedingt vorzuziehen ist, wenngleich die Berechnung der Spannungen sich weit umständlicher gestaltet. Auch hat er die langen Hängeseile nahe den Pylonen als überflüssig weggelassen. Schachenmeiers Entwurf hat also, was die Anordnung der lotrechten Versteifung anbelangt, nichts Neues aufzuweisen. Allerdings kann ihm nicht der Vorwurf gemacht werden, daß seine Studie von ungenügender Belesenheit in der einschlägigen amerikanischen Fachliteratur zeugt, denn infolge des Krieges ist diese ausländischen Ingenieuren nicht leicht zugänglich. Wäre aber obiger Vortrag in Betracht gezogen worden, so hätte er sicherlich den vorliegenden Entwurf wesentlich beeinflußt.

Tragkabel. Vor allem aber wäre in dem Herstellungsverfahren für die Drahtkabel ein anderer Weg eingeschlagen worden. Morison wählt z. B. auch Kabel, die, ähnlich wie nach Schachenmeier, aus einzelnen Drahtlitzen bestehen, nach einem bestimmten Verfahren aus gewundenen Drähten hergestellt. Diese Drahtlitzen sollten in der Drahtfabrik auf genaueste Länge gebracht werden. Jedes Ende dieser Litzen sollte mit Sockeln versehen werden, deren Befestigung in den Türmen und Verankerungen genau beschrieben ist. Morison legte notwendigerweise großes Gewicht auf die Dehnungszahl solcher Drahtlitzen, die denn auch viel größer ist als die von Drahtlitzen mit

Paralleldrähten. Da von der Dehnungszahl und den zulässigen Inanspruchnahmen die Durchbiegung der Kabel abhängt und somit auch die Durchbiegung der Versteifungsträger, deren Querschnittsbemessung und Gewicht, so sah er vor, daß die Drahtlitzen während der Herstellung zwei Tage lang beständig einer Spannung ausgesetzt sein sollten, die ungefähr 20% größer ist als die jemals in den Litzen auftretende Höchstspannung. Erst dann sollten sie zur Baustelle transportiert und eingehängt werden. Morison wußte natürlich, was Schachenmeier nicht zu wissen scheint, daß an der Baustelle für die Herstellung solcher Seile kein Platz vorhanden ist, sondern daß diese von anderwärts herbeigebracht werden müssen. Ferner wußte er auch, daß das Gewicht und die Länge der Drahtlitzen beschränkt ist durch die Transportmöglichkeiten der Bahnen. Die Trommeln, auf die diese Drahtlitzen aufgewickelt werden müssen, dürfen die Höhe des Lichtraumprofils der Eisenbahnen nicht überschreiten. Diese Notwendigkeit bestimmte Morison auch, seine Kabel nicht von einer Verankerung zur anderen durchlaufen zu lassen, sondern sie an den Türmen zu durchschneiden und da zu befestigen. Dieselbe Beschränkung würde natürlich auch für Schachenmeiers Pläne gelten. Dadurch allein fällt schon die angenommene Billigkeit seines Verfahrens für die Herstellung der Drahtkabel fort.

Dazu kommt noch ein anderer Umstand, der deutlich aus Morisons Belastungs- und Zerreißproben hervorgeht. Es ist nicht erwiesen, daß die Tragfähigkeit eines Drahtseils oder Drahtkabels gleich der Summe der Tragfähigkeiten der einzelnen Drähte ist, sondern um 10 bis 25% geringer, selbst für Paralleldrahtkabel mit Endschlingenbefestigung. Es hat sich ferner gezeigt, daß für Kabel mit Sockelbefestigung die schwächste Stelle in diesem Punkte liegt und daß solche Art von Befestigung womöglich zu vermeiden ist.

Weiterhin sind die großen Biegungsspannungen in den zylindrischen, fest zusammengepreßten Kabeln über den Turmauflagerungen in Betracht zu ziehen. Eine Verbiegung von einem Grad würde am Turme in einem solchen massiven Kabel die Faserspannungen bis zur Bruchgrenze rücken. Für die Abminderung dieser übermäßigen Beanspruchungen gibt es nur ein Mittel: die Drähte oder Litzen für eine passende Länge (200 bis 300′ oder 60 bis 100 m) im geraden Teile des Kabels vor der Auflagerung nicht zusammenzupressen, damit diese aufeinander gleiten und sich den Längenänderungen während der Biegung anpassen können. Dies ist auch vereinbar mit dem schon erwähnten Weglassen der langen Hängeseile nahe den Türmen, die infolge der Längenänderungen durch Temperatur und Verkehrslast ohnehin nicht voll ausgenutzt werden können. Allerdings werden durch diese losen, nicht zusammengepreßten Drähte im Kabel andere Übelstände gezeitigt, auf die später noch hingewiesen werden wird.

Schachenmeiers Entwurf zielt, wie gesagt, auf größte Ersparnis im Eisengewicht hin, durch Verwendung von hochwertigem Werkstoff, jedoch ohne weitere Berücksichtigung von Herstellungs- und Montagekosten. Auch über diesen Punkt gibt Morisons Studie wertvollen Aufschluß, sowie auch spätere Vorträge von Lindenthal und deren Aussprache, ebenfalls veröffentlicht in den angeführten „Transactions“ der Am. Soc. of C. E., Bd. L, Dezember 1905.

Lindenthal geht in seinem Entwurf von einer ganz anderen Idee aus. Er hat längst den Satz vertreten, daß von verschiedenen Entwürfen für Brücken derjenige der beste ist, der bei zumindest gleichen Kosten das größte Eigengewicht besitzt, wobei vorausgesetzt wird, daß alle anderen Bedingungen gleichwertig eingehalten werden. D. h. also, wenn für eine große Brücke eine Konstruktion aus minderwertigerem Eisen, z. B. eine Bogenbrücke aus Gußeisen mit den geringen zulässigen Beanspruchungen, die für solches Material gelten, und dem daraus hervorgehenden großen Eigengewicht, die billigste ist, so wäre diese allen anderen Entwürfen vorzuziehen. Dieselbe Regel gilt natürlich auch für Stein- und Betonbrücken. Denn bei jeder Brücke ist das Verhältnis der Einheitsspannungen unter der bleibenden zu jenen unter der beweglichen Last der eigentliche Index der Steifigkeit und Dauerhaftigkeit der Konstruktion. Je größer dieses Verhältnis, desto kleiner die Durchbiegungen und Schwankungen, desto größer die Dauerhaftigkeit.

Wird das geringe Gewicht der Konstruktion aber durch Verwendung hochwertigen Stahls mit hohen zulässigen Beanspruchungen in einem sorgfältig durchdachten System erwirkt, so ist damit noch immer nicht gesagt, daß dieses das beste ist. Wenn nun ein solches System teurer ist als ein schwereres, sonst jedoch gleichwertiges Tragwerk, und wenn das letztere zudem so ausgebildet ist, daß es wegen geringer Schwierigkeiten der Montage schneller und billiger ausgeführt werden kann, so stellt diese Brücke das bessere und dauerhaftere Bauwerk dar und ist deshalb vorzuziehen.

Da Morisons und Schachenmeiers Studien auf demselben Versteifungssystem beruhen, so ist zu dem eben Gesagten ein Vergleich der Eisengewichte der aufgehängten Konstruktionen der Mittelöffnungen für die Längeneinheit von besonderer Bedeutung.

Gewichte	Morison 3200′ (976 m)	Schachenmeier 3937′ (1200 m)
a) Hauptkabel:		
Zulässige Beanspruchungen:	11 000 lbs/ft (16 350 kg/m)	24 000 lbs/ft (35 600 kg/m)
M. 59 000 lbs/□″ (4150 kg/cm²)		
Sch. 113 800 lbs/□″ (8000 kg/cm²)		
b) Versteifungsträger, Quer- u. Längsträger, Windversteifung und Hängeseile:		
Zulässige Beanspruchungen:	25 000 lbs/ft (37 100 kg/m)	64 500 lbs/ft (96 400 kg/m)
M. 9000 bis 17 000 lbs/□″ (630 bis 1200 kg/cm²)		
Sch. 30 000 bis 45 000 lbs/□″ (2080 bis 3200 kg/cm²)		
Eisengewicht	36 000 lbs/ft (53 450 kg/m)	88 500 lbs/ft (132 000 kg/m)
c) Tragfähigkeit:		
Fahrbahndecke . . .	3000 lbs/ft (4500 kg/m)	16 000 lbs/ft (24 000 kg/m)
Verkehrslast	11 000 lbs/ft (16 350 kg/m)	40 000 lbs/ft (60 000 kg/m)
zusammen	14 000 lbs/ft (20 850 kg/m)	56 000 lbs/ft (84 000 kg/m)

Da Schachenmeiers Spannweite um 17% größer ist als die von Morison, so sind seine Gewichte für die Kabel und die lotrechte und wagerechte Versteifung entsprechend abzumindern. Anderseits aber besitzt Schachenmeiers Entwurf die vierfache Tragfähigkeit wie der von Morison, allerdings mit doppelt so hohen Beanspruchungen, so daß sich schließlich obige Zahlen in runden Werten wie folgt ergeben:

Gewichte	Morison 3200′ (976 m)	Schachenmeier 3937′ (1200 m)
a) Hauptkabel:	22 000 lbs/ft (32 700 kg/m)	21 000 lbs/ft (31 000 kg/m)
b) Versteifungsträger usw.:	50 000 lbs/ft (74 300 kg/m)	60 000 lbs/ft (89 000 kg/m)
Eisengewicht	72 000 lbs/ft (107 000 kg/m)	81 000 lbs/ft (120 000 kg/m)
c) Tragfähigkeit:	56 000 lbs/ft (84 000 kg/m)	56 000 lbs/ft (84 000 kg/m)
Gesamtlast f. d. laufend. Fuß u. Meter	128 000 lbs/ft (191 000 kg/m)	137 000 lbs/ft (204 000 kg/m)

Der Unterschied im Eisengewicht beträgt also im ganzen 12,5%, was teilweise durch die übermäßige Windverschnürung in Schachenmeiers Entwurf erklärt ist. Sein Plan stellt also nicht, wie behauptet wird, eine unerreichte wirtschaftliche Lösung dar. Zudem ist Schachenmeier in den einfachen Einzelheiten und den weitsichtigen Herstellungs- und Aufbauverfahren schon vor 30 Jahren von Morison sicherlich übertroffen worden. Es sei nebenbei noch erwähnt, daß Pendelstützen mit fester Sattelauflagerung, wie sie Schachenmeier vorschlägt, gefährlichen exzentrischen Drücken ausgesetzt sind, die von unsymmetrischen Winkeländerungen in den Kabeln herrühren. Jedenfalls müßte eine zweckmäßige Stützenkonstruktion eine solche Gefahr vermeiden.

Nun ist zu berücksichtigen, daß große Beanspruchungen große Durchbiegungen hervorrufen. In Morisons Entwurf sind diese Durchbiegungen von der Verkehrslast in den Viertelpunkten auf 3,5′ (1,07 m) beschränkt. Bei doppelten Beanspruchungen würden diese jedoch mindestens 7′ (2,14 m) und die Winkeländerungen der Kabel an den Türmen gegen 2 Grad betragen. Hierdurch entstehen daselbst in den fest zusammengepreßten Kabelschäften die gefährlichen Biegungsspannungen.

Da die äußersten Faserspannungen mit der dritten Potenz des Kabeldurchmessers anwachsen, so müßte man, um diese zu verringern, die großen Kabel von 5,6′ (1,7 m) in kleinere von etwa 15″ (38 cm) zerteilen. Das wären demnach für jede Tragwand 40 Kabel. Die praktische Unmöglichkeit einer solchen Anlage ist zu offenbar, um sie besonders betonen zu müssen. Es ist nur, wie schon früher erwähnt, der andere Ausweg möglich: nämlich die Drähte oder Litzen für eine gewisse Länge nahe den Stützen nicht zusammenzupressen. Aber wie die Erfahrung lehrt, ist es dann unvermeidlich, daß sich in

diesen losen Stellen der Kabel mit der Zeit sauer reagierende Feuchtigkeit durch Kondensation aus der Luft ansammelt. Gegen das Eindringen von Luft schützt keine wasserdichte Kabelhülle. Die außerordentlich große Oberfläche der Tausende von Drähten ist im Laufe der Zeit der Gefahr des Rostens ausgesetzt, trotz Zinküberzuges und Farbenschutzes, der, wenn er einmal angegriffen ist, an den inneren, unzugänglichen Stellen nicht erneuert werden kann.

Diese Bedenken und andere nicht minder triftige Gründe haben Lindenthal veranlaßt, von den Drahtkabeln abzusehen und Ketten aus geschmiedetem Stahl vorzuziehen. Bis jetzt besitzt nur Amerika die Werkstätten und die notwendigen Betriebserfahrungen für die Herstellung großer Augenstäbe. Diese lassen sich mit völliger Sicherheit und Genauigkeit herstellen, so daß alle Stäbe im Kabel gleichmäßige Spannung erhalten. Demgegenüber sind die Spannungen in den Tausenden von Drähten oder Litzen zusammengepreßter Kabel niemals ganz gleichartig, als Folge von unvermeidlichen Temperaturunterschieden während der Herstellung in Sonne, Schatten und Wind. Um diesem Umstande Rechnung zu tragen, sollte die Zugfestigkeit der Drahtkabel vorsichtigerweise 10% bis 25% niedriger angenommen werden, als jene der Gesamtsumme der zusammengepreßten Drähte.

Windversteifung. Was nun die Windversteifung in Schachenmeiers System anbetrifft, so besteht keine Notwendigkeit für eine besondere Verschnürung der Brücke, selbst wenn das Verhältnis der Fahrbahnbreite zur Spannweite 1:40 ist, wie in seinem Entwurf. Leichte Hängebrücken und Stege werden allerdings hie und da durch seitliche, in die Ufer verankerte Seile gegen Winddruck geschützt. Ohne solche Vorsicht könnte ein stärkerer Wind eine leichte Hängebrücke zum Schwanken und sogar zum Überkippen bringen. Aber bei großen, schweren Hängebrücken ist das Eigengewicht so überwiegend, daß es an und für sich dem Winde einen großen Widerstand gegen Bewegungen entgegensetzt, wie die Erfahrung mit den großen Hängebrücken in Amerika lehrt. Die Brooklyn-Brücke, 86′ (26,23 m) breit, besitzt unter der Fahrbahn sogenannte Sturmkabel, die von den Widerlagern zu den Türmen und zwischen den Türmen parabolisch angeordnet sind und als wagerechte Hängeversteifung wirken sollen. Obwohl diese Brücke schon über 40 Jahre besteht, hat man noch nicht bemerkt, daß diese Sturmkabel vom stärksten Winde jemals gespannt wurden. Sie hängen Winter und Sommer schlaff und spannungslos unter der Fahrbahn. Es hat wiederholt Stürme von solcher Gewalt gegeben, daß Fußgänger auf der Brücke gegen die seitlichen Gitter geschleudert wurden. Man sollte meinen, daß unter diesen Umständen der Hauptwiderstand gegen Winddruck von den Sturmkabeln unter der Fahrbahn geleistet würde. Aber dies ist nicht der Fall. Die Seitensteifigkeit der Fahrbahn in Verbindung mit dem bloßen Eigengewicht und der Trägheit der hängenden Konstruktion erweisen sich als vollkommen ausreichend gegen heftige Schwankungen im stärksten Winde.

Man hat daher bei den nachfolgenden größeren Drahtseilbrücken in Amerika die Sturmseile überhaupt weggelassen. Die Querversteifung unter der Fahrbahn wird als völlig hinreichend betrachtet. Bei sehr starkem Winde ist zwar eine geringe, langsame Schwingung zu bemerken, die aber durchaus keine gefährlichen Spannungen auslöst und den Verkehr in keiner Weise gefährdet. Vor kurzem ist eine Hängebrücke von 1632′ (498 m) Spannweite über den Hudson 50 Meilen nördlich von New York (Bear Mountains) fertiggestellt und in Betrieb genommen worden. Diese Brücke hat eine Breite von 55′ (16,8 m), also weniger als $^1/_{30}$ der Spannweite, und besitzt nur die übliche einfache Windversteifung zwischen den Trägern.

Was für diese Brücken gilt, gilt noch viel mehr für eine schwere Hängekonstruktion von der doppelten Spannweite der Brooklyn-Brücke. Der schon öfter erwähnte Vortrag von Morison und die darauffolgende Aussprache besprechen auch die Frage der Windversteifung sehr eingehend. Amerikanische Ingenieure haben keinen Mangel an Angaben über Winddruck und haben deshalb keine falschen Vorstellungen über dessen Wichtigkeit und über die Gefahr, die er für eine Brücke, deren Seitensteifigkeit zu gering wäre, bringen könnte. Aber es wird anerkannt, daß ein großer Unterschied besteht zwischen der Wirkung des Winddruckes auf Hängebrücken und auf andere Brückengattungen.

Die Hängebrücke ist das einzige System, das immer im stabilen Gleichgewicht ist. Alle anderen Brücken, ob sie nun Balken- oder Bogenbrücken sind, befinden sich im labilen Gleichgewicht. Dieser Umstand ist von großer Wichtigkeit, wie Lindenthal in seinen Vergleichen von Hängebrücken mit Balken- oder Bogenbrücken wiederholt betont hat. Bei einer Hängebrücke kann so lange nichts geschehen, als die Türme, die Kabel und die Verankerungen widerstandsfähig genug sind. Anders ist es bei Brückensystemen mit labilem Gleichgewicht. Ein einziger überanspruchter Stab kann dort durch Zusammenknicken das ganze Bauwerk zum Einsturz bringen.

Eine ungenügende Windversteifung bei den Brücken mit labilem Gleichgewicht ist daher eine gefährliche Sache, während sie bei einer Hängebrücke, deren Auflager höher liegen als der Schwerpunkt des ganzen Systems, unbedenklich erscheint. Denn der schlimmste Fall, der bei einer solchen Brücke eintreten kann, ist der, daß sie sich seitlich unter der Wirkung des Winddruckes ein wenig ausbiegt. Bevor aber die schwere Masse in Bewegung kommt, muß der Druck eine geraume Zeit lang stetig wirken, um ihre Trägheit zu überwinden. Die Erfahrung lehrt, daß solche Ausbiegungen, wie gesagt, allmählich und langsam eintreten und so gering ausfallen, daß sie den Verkehr nicht stören. Viel eher kann es sich ereignen, daß Eisenbahnzüge von den Gleisen geschleudert werden, als daß eine schwere und einigermaßen steife Hängebrücke ins Wanken kommt. Es ist eine der wertvollsten Eigenschaften des Hängebrückensystems, daß es für Seitensteifigkeit gegen Winddruck mit geringerem Materialaufwande höhere Sicherheit bietet als jedes andere System.

Wie die Gurtungen der Versteifungsträger auch für Windträger ausgenutzt werden können, hat Morison beschrieben, und sein Verfahren erscheint vollkommen ausreichend. In Lindenthals Entwurf ist das Verhältnis der Fahrbahnbreite (235′ = 71,7 m) zur Hauptspannweite (3240′ = 988,2 m) wie 1:13. Die Windverbände liegen unterhalb der oberen und unteren Fahrbahn und sind mit geringstem Materialaufwande außerordentlich stark und steif. Daß Schachenmeiers übermäßige Windversteifung unnötig und überflüssig ist, kann aus dem vorstehenden leicht entnommen werden. Ja, es könnte durch seinen Vorschlag gerade das Gegenteil von dem eintreten, was beabsichtigt wird. Denn das ganze Gewirr von wagerechten und schrägen Kabeln bietet dem Wind neue Angriffsflächen. Neuere aerodynamische Untersuchungen haben gezeigt, daß auch dünne Kabel Windfänger sind. Ganz abgesehen möge werden von den schwerwiegenden ästhetischen Bedenken, die sich bei der Schrägdurchsicht einer solchen Brücke ergeben würden.

Kostenvergleich. Für den Vergleich des vorliegenden Entwurfes mit Lindenthals Girlandensystem müßte vorerst das Gewicht der Gleise und der Fahrbahn, das Schachenmeier mit 16 000 lbs/ft (24 000 kg/m) bemißt, auf 25 000 lbs/ft (37 200 kg/m) erhöht werden. Lindenthal erachtet die Fahrbahnen für Straßenverkehr in Schachenmeiers Entwurf als viel zu leicht. Es hat sich auf den East-River-Brücken gezeigt, daß diese stärker und schwerer konstruiert werden müssen, um fortwährende kostspielige und störende Ausbesserungen zu vermeiden. Für die um 9000 lbs/ft schwerere Fahrbahnkonstruktion müßten die Tragfähigkeiten und die Eisengewichte sowohl in Morisons als auch in Schachenmeiers Entwurf um rd. 16% vergrößert werden, also auf 84 000 lbs/ft (125 000 kg/m) bezw. 94 000 lbs/ft (140 000 kg/m). Das Gesamtgewicht wird sonach für Morison 93 000 lbs/ft (138 400 kg/m) und für Schachenmeier 103 000 lbs/ft (153 400 kg/m).

Die Preise für Morisons Entwurf vor 30 Jahren sind heute längst überholt. Sein Preis von 6 Cents für 1 Pfund (53 Pf./kg) des Drahtkabels haben sich seither verdreifacht. Denn der jetzige Preis der Drahtkabel der im Bau befindlichen Delaware-Brücke in Philadelphia beträgt 18 Cents für 1 Pfund (1,59 Mark/kg). Sein Preis für Nickelstahl hat sich inzwischen verdoppelt und würde jetzt 12 Cents für 1 Pfund (1,06 Mark/kg) betragen. Der gewöhnliche Kohlenstoffstahl jedoch hat eine geringere Preiserhöhung erfahren, nämlich von 4 auf nur 6 Cents für 1 Pfund (35 auf 53 Pf./kg).

Für das Eisengewicht von 84 000 lbs/ft (125 000 kg/m) (Morison) ergeben sich die Kosten zu 10 500 $/ft (138 000 Mark/m) und für 94 000 lbs/ft (140 000 kg/m) (Schachenmeier) zu 11 750 $/ft (154 000 Mark/m). Für einen durchgearbeiteten Entwurf einer Drahtkabelbrücke aus hochwertigem Kohlenstoffstahl mit vier Tragwänden und mit um 40% höheren Beanspruchungen als nach Morison ergab sich das schwebende Eisengewicht der Hauptöffnung zu 113 100 lbs/ft (168 000 kg/m) und der Kostenbetrag zu 11 240 $/ft (147 500 Mark/m), wobei Fahrbahngewicht und bewegliche Last wie vorhin zu 25 000 lbs/ft (37 200 kg/m) angenommen wurden.

Demgegenüber hat Lindenthals Girlandenbrücke (hochwertiger Kohlenstoffstahl, der billiger ist als Nickelstahl) für die große Spannweite ein Eisengewicht von 100 000 lbs/ft (149 000 kg/m), und die veranschlagten Kosten betragen nur 8500 $/ft (111 500 Mark/m), Fahrbahngewicht und bewegliche Last genau so wie vorhin. Kurz gefaßt ist Lindenthals Entwurf, auf derselben Grundlage der Tragfähigkeit wie alle anderen oben angeführten Entwürfe, um 25% billiger für das schwebende Eisengewicht und um 20% billiger für das gesamte Metallgewicht in der Brücke, als der nächstbillige Entwurf. Zudem sind die Durchbiegungen der Girlandenkette nur halb so groß wie für Drahtkabel.

Allgemeine Grundzüge des Lindenthalschen Entwurfes.

Lindenthal legt großes Gewicht auf geringe Unterhaltungskosten der Brücke, besonders auf Verringerung des Eisenanstriches, der bei den erhöhten Löhnen den dreifachen Betrag erfordern würde als vor 30 Jahren. Bei der Girlandenbrücke sollen die Ketten durch Bronze- oder Duraluminhüllen geschützt werden, groß genug, um der ganzen

Länge nach den Zugang von Arbeitern und Prüfungsbeamten zu gestatten. Gleichzeitig würde die Hülle die Augenstäbe in den Kabeln gegen ungleichmäßige Erwärmung durch Sonnenbestrahlung schützen. Diese allein könnte, wenn nicht derartige Vorsorge getroffen wird, an sonnigen Tagen in den bestrahlten und im Schatten liegenden Seiten der Ketten oder Drahtkabel Spannungsunterschiede von über 15% hervorrufen.

Das Stahlgerüst jedes Turmes besteht aus acht stark verstrebten Säulen, die von einem freistehenden Gehäuse aus dünnem Mauerwerk gegen Rosten und sonstige Witterungseinflüsse geschützt werden. Diese Mauerhülle kann architektonisch vorteilhaft ausgebildet werden, wobei ihre Kosten noch immer geringer sind als der kapitalisierte jährliche Kostenbetrag des Anstriches des Eisenturmes.

Der Montageplan für die Girlandenbrücke kann so ausgebildet und systematisiert werden, daß die Montage der Kabel sehr vereinfacht wird. Jedes Kabel besteht aus zwei (und nicht, wie anfänglich gedacht, aus drei) übereinanderliegenden Ketten. Die ersten beiden Stäbe der oberen Kette werden von höher liegenden Drahtseilen aus von einer Verankerung zur anderen aufgehängt und selbsttragend gemacht. Die Einzelheiten der Ketten und deren Aufhängung an den Stützen und ihre Befestigung in den Verankerungen sind solcher Art, daß alle folgenden Augenstäbe in jedem Felde eingefügt werden können, so daß die Montage aller acht Ketten von beiden Seiten der Türme und Verankerungen gleichzeitig an vielen Stellen stattfinden kann. Die Montagegruppen können nach Beginn der Arbeit von 16 auf 32, 64 und mehr gleichzeitig arbeitende Gruppen vermehrt werden. Bedingung jedoch ist, daß alle Augenstäbe und alles andere Kettenmaterial für die Montage an Ort und Stelle fertig bereit ist, um jede Verzögerung zu vermeiden.

Lindenthals Entwurf bietet im Vergleich mit allen anderen bisher vorgeschlagenen Entwürfen im großen und ganzen wegen seiner Einfachheit und schnelleren Ausführbarkeit, wegen des höheren Rostschutzes und der daraus folgenden größeren Dauerhaftigkeit, die sich auf Jahrhunderte ausdehnen könnte, die größten Vorteile bei geringsten Kosten.

Die Brücke könnte nur noch so leichter und billiger gestaltet werden, wenn an Stelle der geschmiedeten Augenstäbe Kettenglieder aus hochwertigem Stahldraht verwendet werden würden. Es war dies auch Lindenthals ursprünglicher Plan. Aber die Steigerung der Arbeitslöhne und Materialkosten war seitdem solcher Art, daß die Drahtkettenglieder schließlich teurer zu stehen kamen als gleichwertige Augenstäbe aus geschmiedetem Stahl.

Dr. Schachenmeiers Annahme, daß der Bau der Hudson-Brücke durch Mangel an geeigneten Plänen verzögert werde, ist nicht begründet. Außer dem Lindenthalschen Entwurfe liegt noch ein anderer Plan vor, nämlich für eine Brücke zwischen Ft. Lee und der 178. Straße, an einer Stelle, wo der Hudson-Fluß durch eine vorspringende Felsenzunge sich auf 3600′ (1100 m) verengt. Da aber diese Brückenstelle über 6 Meilen (10 km) vom Zentrum des Geschäfts- und Bahnverkehrs entfernt ist, ist hier bloß eine Überbrückung von Straßenverkehr vorgesehen. Die Schwierigkeiten, die zu überwinden sind und überwunden werden, sind nicht technischer, sondern wirtschaftlicher Art. Damit dem zu erwartenden außerordentlich großen Verkehr möglichst niedrige Brückenzölle auferlegt werden können, darf der Zinsfuß für das nötige Baukapital eine gewisse Grenze nicht überschreiten. Der Abfluß hochverzinsten amerikanischen Geldes nach Europa hat zeitweise den Zinsfuß in diesem Lande für größere Bauunternehmungen über das Normalmaß gehoben, so daß nicht nur das Hudson-Brückenunternehmen, sondern auch andere, sehr notwendig gewordene Bauten, wie z. B. die Endbahnhöfe der Großbahnen, sich noch gedulden müssen, bis der normale wirtschaftliche und finanzielle Zustand wieder eingetreten ist. Und hierfür ist die beste Aussicht in naher Zeit vorhanden.[1])

[1]) Eine Erwiderung von Prof. Dr.-Ing. Schachenmeier auf diese Zuschrift folgt in Heft 23.

Alle Rechte vorbehalten.

Eisenbetonspundwände.

Von Ingenieur A. Kittel, Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 20.)

Abb. 10 bis 12 zeigen Spundbohlen für die Ufermauer im Zollhafen Düsseldorf (1905 bis 1907), die Ostoderschleuse (1912 bis 1913) und die Westoderschleuse (1912 bis 1915) zu Hohensaaten.

Bei der letztgenannten (Abb. 12b) bestehen die Schleusenmauern aus einer 4 m breiten, 0,55 m über NW auf einem Eisenbetonpfahlrost angeordneten wagerechten Eisenbetonplatte, auf der die in Neigung 1:1 von Plattenvorderkante bis zum Planum ansteigende 5,45 m hohe Erdauffüllung lastet. Die unter NW liegende Uferböschung ist flacher und reicht bis zur Hinterkante der Platte. Hier bildet die vorstehend besprochene Eisenbetonspundwand von 4 m Rammtiefe auf der linken, 5 m auf der rechten Seite den Abschluß auf eine Gesamtlänge von 230 m; der Boden bestand aus Sand und Kies mit größeren Steinen.

Die bei der Ost- und die bei der Westoderschleuse verwendeten, einander sehr ähnlichen Bohlen haben — bei einem Bügelabstande von 15 cm — nicht nur verschieden geformte Umfangsbügel, sondern auch Diagonalbewehrung; die Einzelheiten dazu gehen aus den Abbildungen hervor.

Allgemein ist für die Ausführung der Grün & Bilfinger A.-G. zu sagen, daß nach Maßgabe der örtlichen Verhältnisse bei den einzelnen Ausführungen die Spundwände entweder vom Festlande aus mittels längs fahrbarer Rammen geschlagen wurden (Danzig und Ruhrort) oder von besonderen Rammgerüsten aus (Düsseldorf Zollhafen und Petroleumhafen, Oderschleusen Hohensaaten). Die ins Meer vorgetriebenen Spundwände für die Seeflugstationen Norderney und Borkum wurden außerhalb der Tidebewegung vom Festland aus gerammt; im Tidegebiet dagegen wurden die Rammen entweder auf Rammgerüste gesetzt oder auf besondere Unterwagen, die der Uferneigung angepaßt waren und auf Gleisen auf dem Strande liefen, so daß sie vor der Flut zurückgezogen werden konnten. Teilweise wurde das Rammen noch unterstützt durch Einspülen der Spundbohlen, wie z. B. im Petroleumhafen Düsseldorf und in Borkum.

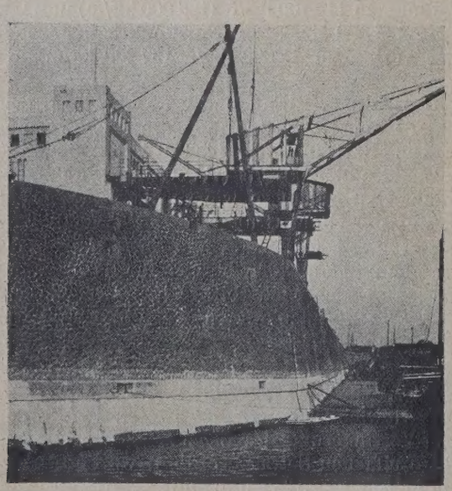


Abb. 10a. Ufermauer im Zollhafen Düsseldorf.

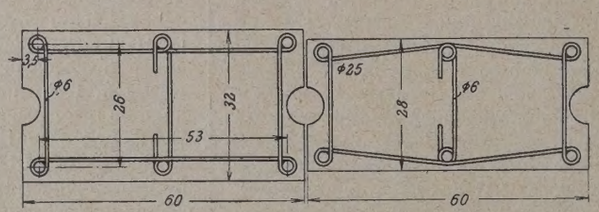


Abb. 11a. Ostoder-Schleuse Hohensaaten.

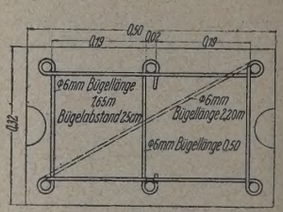
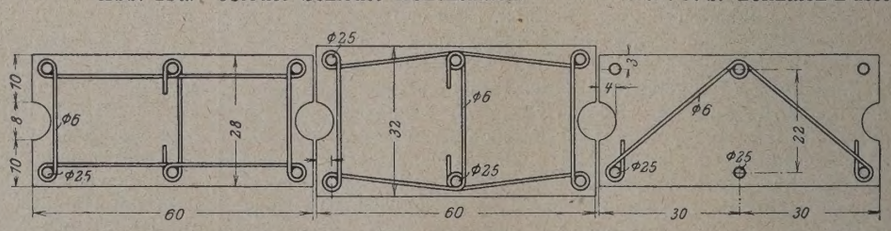


Abb. 10b. Zollhafen Düsseldorf.



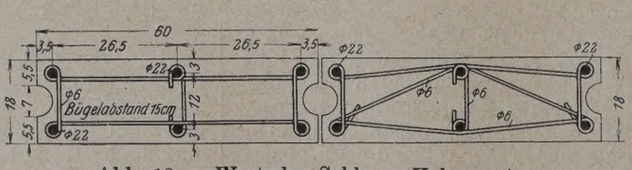


Abb. 12a. Westoder-Schleuse Hohensaaten.

Abb. 10b, 11a und 12a. Spundbohlen der Grün u. Bilfinger A.-G. mit doppelseitiger, halbkreisförmiger Nut.

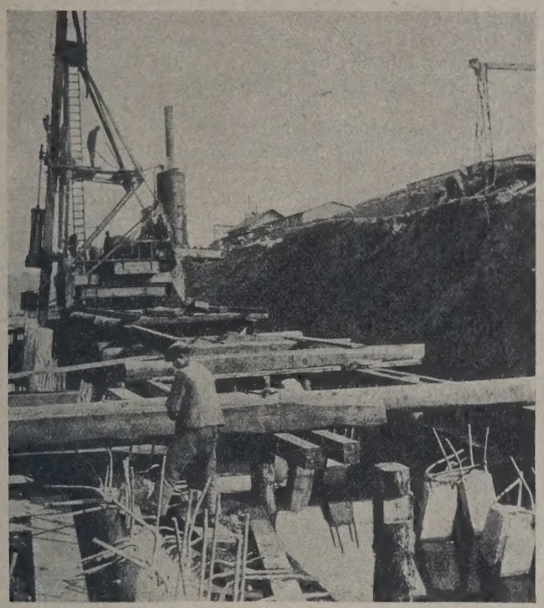
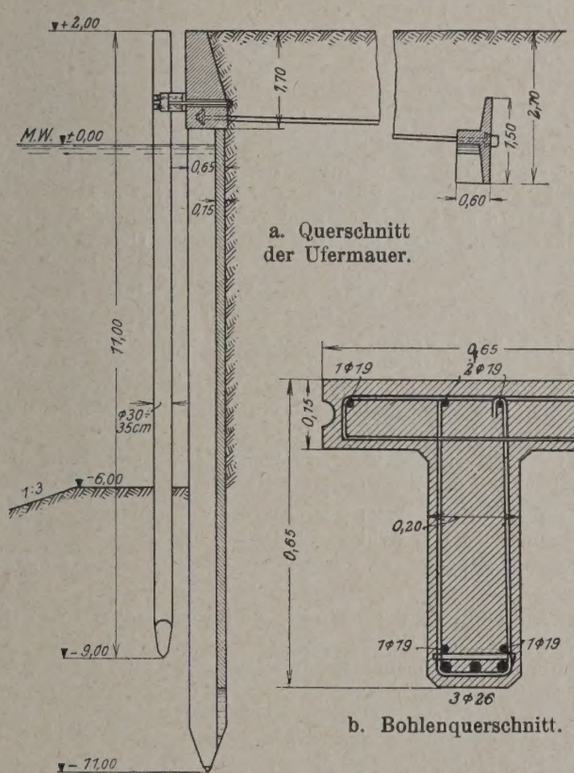
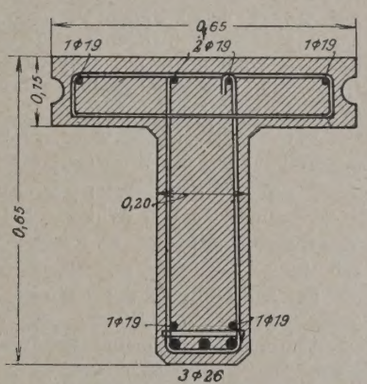


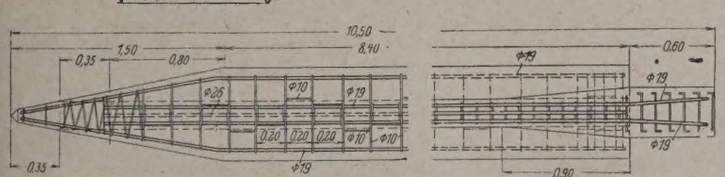
Abb. 11b. Ostoder-Schleuse Hohensaaten.
Rammen der Pfähle vom Rammgerüst aus und Kappen der Pfahl- und Spundwandköpfe für das Aufbetonieren des Holms.



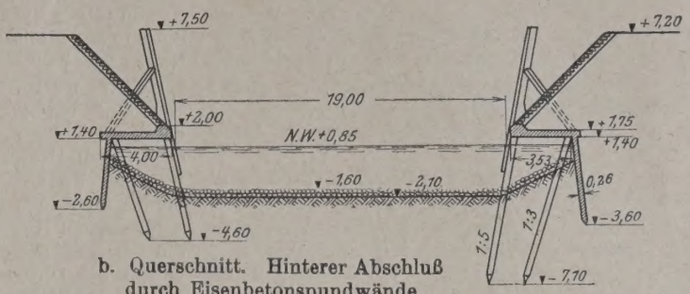
a. Querschnitt der Ufermauer.



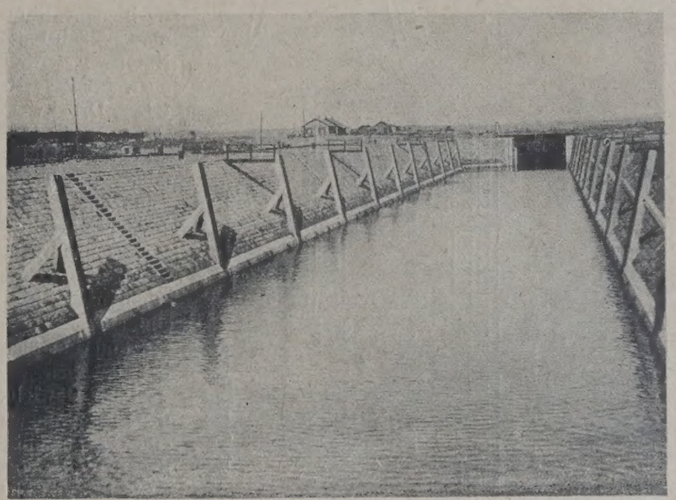
b. Bohlenquerschnitt.



d. Bohlenlängsschnitt durch die Platte. Bewehrung des Kopfes und der Spitze.



b. Querschnitt. Hinterer Abschluß durch Eisenbetonspundwände.



c. Aufnahme im fertigen Zustande.
Abb. 12b u. c. Westoder-Schleuse Hohensaaten.

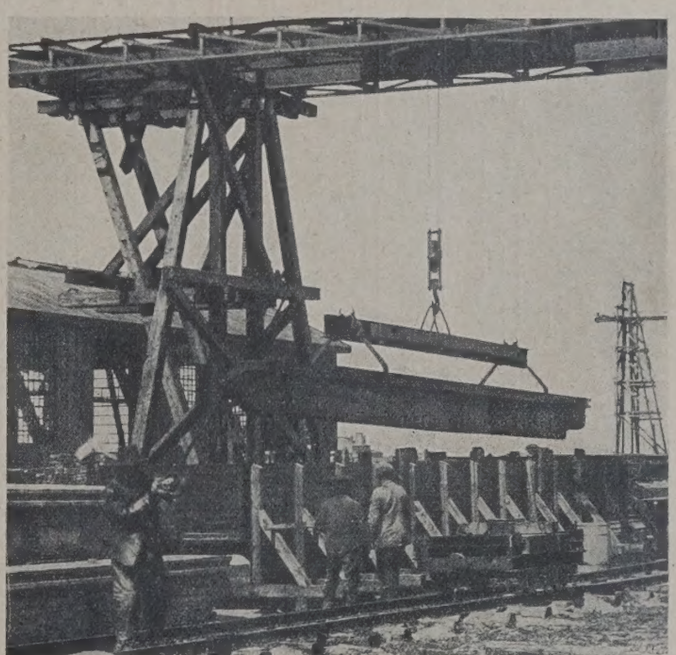
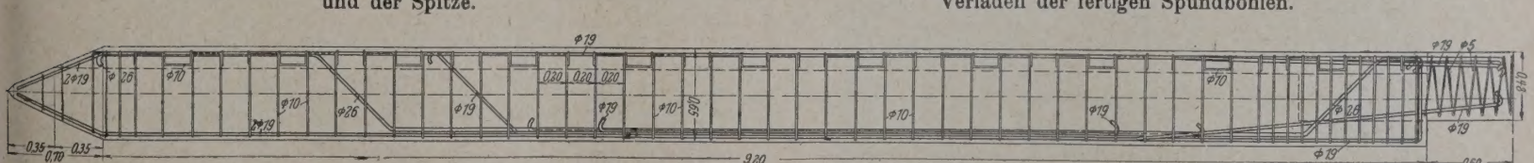


Abb. 13e. Ufermauer der Kaiserlichen Werft Danzig.
Verladen der fertigen Spundbohlen.



c Bohlenlängsschnitt durch den Steg.

Abb. 13a bis d. Ufermauer der Kaiserlichen Werft Danzig.

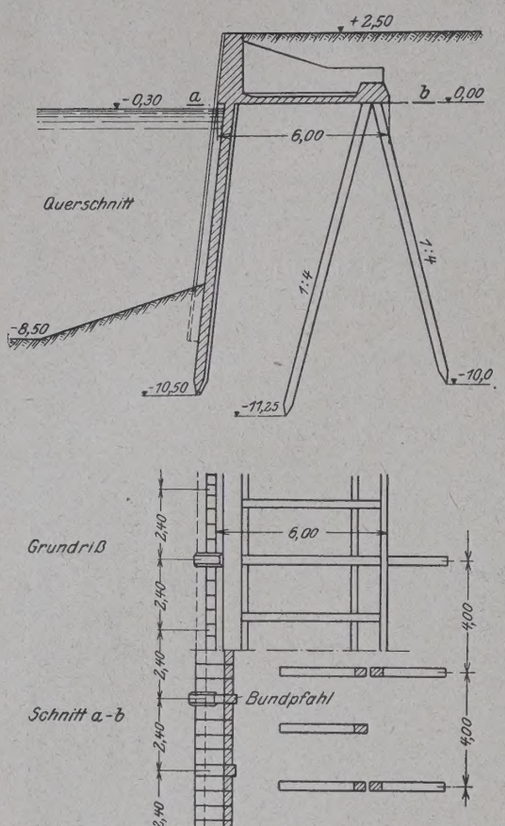


Abb. 14. Ufermauer im Hafen von Flensburg.

Soweit die Spundwände mit Nut und Feder versehen waren, war eine besondere Dichtung entbehrlich. Dort, wo die Spundbohlen an beiden Schmalseiten Nuten besitzen, wurde die Dichtung in der Weise durchgeführt, daß nach dem Rammen zunächst die Nuten — soweit notwendig — mittels Druckwassers gesäubert und dann Jute- oder Tuchschläuche mit Zementmörtelfüllung eingebracht wurden. Diese Dichtung ist sehr einfach auszuführen und hat sich gut bewährt.

Das Gewicht der Eiseneinlagen einer gewöhnlichen Bohle von 60 × 18 cm (Abbild. 11) beträgt

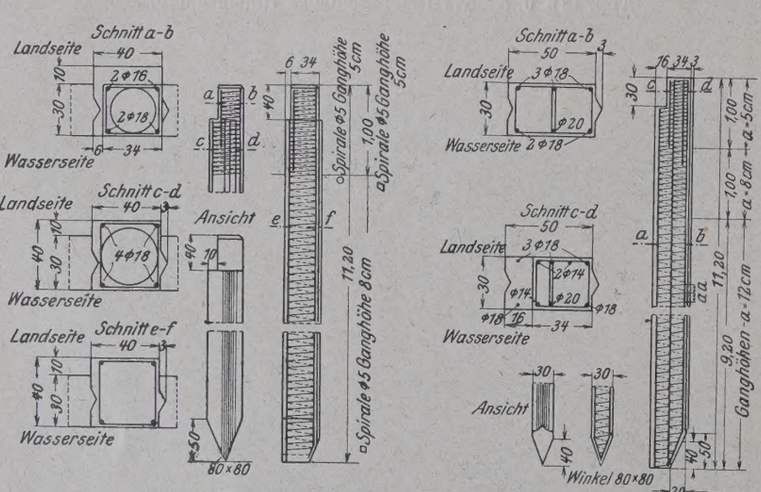


Abb. 15. Einzelheiten der Spundwandausführung im Hafen von Flensburg.

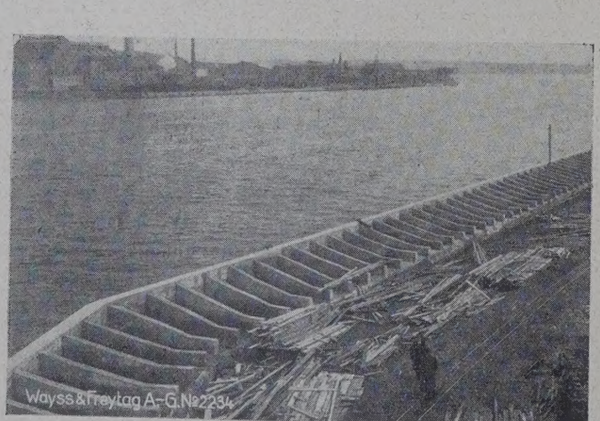


Abb. 16. Ufermauer im Hafen von Flensburg. Rückansicht der ausgeschalten Ufermauer.

bei 4,60 m Länge . . . . . = 103,55 kg
(also 22,51 kg für 1 lfd. m).
Das Gewicht eines Schuhes beträgt . . . . . = 22,80 „
Mithin das Gesamteisengewicht eines Pfahls . . = 126,35 kg.

Einen von dem üblichen rechteckigen abweichenden Querschnitt zeigt die 580 m lange und 9,80 m hohe Spundwand mit Holm und Zuganker für die Ufermauer der Kaiserlichen Werft Danzig, die 1917 bis 1918 aus T-förmigen Eisenbetonbohlen hergestellt wurde, deren Abmessungen und Bewehrung aus Abb. 13 b bis d hervorgehen. Die letztere besteht aus 4 R.-E. 19 mm für die Platte und wechselt für den Steg je nach der Beanspruchung. Abb. 13 e zeigt das Verladen der fertigen Bohlen.

Bei einem Moment auf 1 m Wand . . . . . = 18,00 mt
ist das Moment auf die Pfahlbreite . . . . . = 12,60 mt

fe_z = 3 R.-E. 26 mm 2 R.-E. 19 mm = 15,93 + 5,67 = 21,60 cm²
fe_d = 4 R.-E. 19 mm . . . . . = 11,34 „
$fe_z + fe_d$ . . . . = 32,94 cm²

$h = 65$ cm; $a_z = 6$ cm; $a_d = 4{,}5$ cm; $b = 65$ cm

$$x = \frac{b\,d^2 + 2\,a\,fe_z\,(h-a) + 2\,fe_d\,a_d}{2\,b\,d + 2\,a\,(fe_z + fe_d)} \quad \ldots = 18 \text{ cm}$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6\,(2\,x-d)} \quad \ldots = 12{,}40 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{M_x}{\left(x - \frac{d}{2}\right) d\,b\,y + n\,[fe_z\,(h-a-x)^2 + fe_d\,(x-a_d)^2]} = 32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{e_z} = n\,\sigma_b \cdot \frac{h - a_z - x}{x} \quad \ldots = 1100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{e_d} = n\,\sigma_b \cdot \frac{x - a_d}{x} \quad \ldots = 361 \text{ kg/cm}^2.$$

Die rd. 460 m lange Ufermauer Flensburg, die einen wesentlichen Teil des Bauprogramms für diesen Hafen bildet, wurde im Jahre 1921 durch die Niederlassung Hamburg der Wayss & Freytag A.-G. nach Abb. 14 bis 16 als Eisenbetonspundwand ausgeführt, die in Neigung 1:10 in den aus Sand und Ton bestehenden Untergrund gerammt worden ist.

Zur Aufnahme der Verankerungskräfte der Spundwand und zur Aufnahme eines Teils der Auflast wurde eine Reihe von Pfahljochen angeordnet, deren Pfähle in Neigung 1:4 geschlagen wurden. Die Kapphöhe der Bohlen wurde etwas über NW angenommen und es dadurch ermöglicht, bei dem wenig wechselnden Wasserstande der Ostsee die an Ort und Stelle auszuführenden Eisenbetonarbeiten ohne Wasserhaltung fertigzustellen.

Bei der Berechnung wurden folgende Annahmen gemacht:
zur Feststellung des Erddrucks für Hinterfüllungsmaterial
über Kote −0,25: $\gamma = 1{,}60$ t/m³; $\varrho = 35°$; $\delta = 20°$
unter Kote −0,25: $\gamma = 1{,}80$ t/m³; $\varrho = 30°$; $\delta = 20°$.
Verkehrslast auf und hinter der Mauer: 1,60 t/m² = 1 m Erdüberschüttung.

Für Hinterfüllung unter Wasser wurde der Auftrieb voll in Abzug gebracht: $\gamma = 1{,}8 - 1{,}0 = 0{,}8$ t/m³.

Von dem errechneten Erddruck wurden nur die wagerechten Komponenten in Betracht gezogen. Derjenige Erddruck, der von der über Kote + 0,05 liegenden Erde samt Auflast herrührt, wurde nur zu 50% auf die Spundwand wirkend angenommen, da er teilweise von der Pfahljochreihe aufgenommen wird und erst in größerer Tiefe zur Wirkung kommt.

Die der Querschnittsbemessung zugrunde gelegten Momente wurden so ermittelt, daß die Spundwand als Träger aufgefaßt wurde, der im Schnittpunkt der Spundwandachse mit der Achse der wagerechten Eisenbetonplatte des Aufbaues voll eingespannt ist und einmal im Angriffspunkte des passiven Erddrucks frei drehbar gelagert, das andere Mal als starr eingespannt angenommen wurde. Die aus diesen beiden Fällen erhaltenen Momente wurden ermittelt und nebst der von der Auflast herrührenden Normalkraft zur Bemessung verwendet.

Die Pfahlböcke sind berechnet für die wagerechten Kräfte, herrührend vom Ankerzug der Spundwand und dem Erddruck im Aufbau, und für die lotrechten Kräfte, herrührend vom Gewicht des Aufbaues samt Auflast, und für die durch das Einspannmoment der Spundwand im Aufbau entstehenden lotrechten Kräfte an den Auflagern der Rippen.

Durch Zusammensetzen der angreifenden Kräfte und Zerlegen der Resultierenden nach Richtung der Pfähle erhält man die maßgebenden Zug- und Druckkräfte. (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. Mai ausgegebene Heft 10 enthält u. a. folgende Beiträge: Kammer: Müller-Breslau †. — Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Fertigkonstruktionen aus Eisenbeton. — Dipl.-Ing. L. Kármán: Hilfstafeln zur Berechnung von durchlaufenden Trägern über ungleiche Öffnungen. — Dr.-Ing. A. Gessner: Über die Erhärtung von Beton bei niedrigen Temperaturen über dem Nullpunkt.

Wettbewerb für die Friedrich-Ebert-Brücke über den Neckar in Mannheim. Der mitten durch die Stadt Mannheim führende Neckar wird heute von zwei Straßenbrücken überspannt, von denen die älteste, die „Friedrichsbrücke", ein eiserner Gerberträger mit drei Gurten und mit untenliegender Fahrbahn, die Hauptverkehrsstraße überführt, während die näher dem Rhein zu gelegene „Jungbuschbrücke" die Hafengebiete längs des Rheins und des Neckars miteinander verbindet und vor etwa 25 Jahren als Brücke mit obenliegender Fahrbahn teils aus Eisen, teils als Massivbau errichtet wurde.

Entsprechend der immer mehr nach Osten vorgerückten Stadterweiterung wurde jetzt vom Bürgerausschuß nach zwölfjähriger Vorarbeit ein allgemeiner Wettbewerb für den Entwurf einer dritten Straßenbrücke über den Neckar in der Verlängerung der Renzstraße ausgeschrieben.

Die Lage der Brückenachse ist genau bestimmt und auch die Höhenlage der Brückenfahrbahn im Aufriß eindeutig festgelegt. Die allgemeinen Wettbewerbsbedingungen lassen volle Freiheit in der Wahl der Baustoffe und in der Ausbildung des Haupttragwerkes, so daß sowohl Entwürfe mit untenliegender als auch mit obenliegender Fahrbahn als Eisen- und als Massivbau zu erwarten sind. Im einzelnen ist angegeben, daß die Gesamtentfernung der beiden Endwiderlagerfluchten mindestens 196 m und die Entfernung der beiden Flußpfeiler mindestens 80 m betragen muß. Der nicht zu tief liegende Untergrund besteht aus tragfähigen Sand- und Kiesschichten, so daß nur eine massive Betongründung zugelassen, eine Pfahlgründung aber ausgeschlossen ist. Bei den Pfeilern wird 5,5 kg/cm², bei den Widerlagern 4,5 kg/cm² als größte Bodenpressung zugelassen, während die Stützmauern für eine Bodenpressung von nur 2,5 kg/cm² zu entwerfen sind. Die Fahrbahnbreite der Brücke soll zwischen den Randsteinen 11,10 m, die Breite eines jeden der beiden Gehwege 3,50 m betragen. Bei untenliegender Fahrbahn ist neben jedem Hauptträger ein Schutzstreifen von mindestens 0,60 m Breite vorzusehen. In der Fahrbahnmitte sollen zwei schmalspurige Straßenbahngleise mit 3,10 m Gleisabstand angeordnet werden, auf denen auch die Personen- und Güterzüge der Oberrhein. Eisenbahngesellschaft verkehren werden. Auf die Notwendigkeit einer sorgfältigen Entwässerung der Fahrbahn wie auch der Rillenschienen wird besonders hingewiesen.

Auf der Brücke müssen überführt werden drei Wasser- und zwei Gasleitungsrohre sowie 12 Starkstromkabel, welch letztere in einem bekriechbaren Raum von mindestens 1,10 m Höhe und 1 m Breite untergebracht werden sollen. Die Rohre sollen unabhängig von den Längsbewegungen der Brücke auf Rollen gelagert werden.

Als Verkehrslast ist vorgeschrieben:

a) für die Fahrbahn;
   1. ein Lastenzug der Oberrhein. Eisenbahngesellschaft: drei Lokomotiven mit zwei Achsen von je 11 t Achsdruck hintereinander, daran anschließend eine unbeschränkte Anzahl von Güterwagen mit zwei Achsen von je 8 t Achsdruck;
   2. eine Dampfwalze von 25 t Dienstgewicht;
   3. ein schwerster Wagen mit zwei Achsen von je 12 t Achsdruck;
   4. auf den freibleibenden Flächen der Fahrbahn Menschengedränge von 500 kg/m²;

b) für die Gehwege: Menschengedränge von 550 kg/m²;

c) Windlasten: Winddruck für die Berechnung der Windverbände ist mit 250 kg/m² auf die in Betracht kommenden getroffenen Flächen anzunehmen. Im übrigen ist der Winddruck bei belasteter Brücke mit 150, bei unbelasteter Brücke mit 250 kg/m² getroffener Fläche einzuführen.

Für die statische Berechnung und die zulässigen Beanspruchungen aller Teile der Eisenkonstruktion sind die Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn vom Februar 1925 maßgebend. Für Eisenbetonkonstruktionen gelten die demnächst erscheinenden neuen Bestimmungen.

Erfreulicherweise hat man sich mit Rücksicht auf die Umgebung dazu durchgerungen, sämtliche Sichtflächen der Pfeiler und Widerlager nicht in Beton, sondern in Naturstein herzustellen, wobei für die Pfeilersockel bis zu einer gewissen Höhe Granit vorgeschrieben ist.

Da die Stadt sich erst sehr spät zu dem Ausschreiben entschlossen hat und anderseits der Bau mit größter Beschleunigung begonnen werden soll, ist für die Entwurfbearbeitung nur die kurze Zeit von zwei Monaten gewährt worden, die bereits am 29. Mai abläuft.

Das ganze Bauwerk soll in einfachen, gefälligen Formen gehalten werden und sich in das Landschaftsbild gut einfügen. Denjenigen Unternehmungen, die in der Lage sind, die gesamten Bauarbeiten zu übernehmen, steht es frei, ein bindendes Angebot einzureichen, wobei für Eisenüberbauten Flußstahl (St 37) und auch hochwertiger Baustahl (St 48) anzubieten ist. Die Preise des Angebotes können fest oder gleitend abgegeben werden. Gleichzeitig mit dem Angebot wird ein ausführliches Bauprogramm verlangt, in dem die Bauzeit etwa auf $1^1/_2$ Jahre zu bemessen ist. Die Bewerber bleiben bis zum 1. Dezember 1925 an ihr Angebot gebunden.

Da unsere heimischen Tiefbaufirmen und Ingenieurbureaus in der letzten Zeit keine allzu große Bautätigkeit entfalten konnten, ist es zu begrüßen, daß ihnen in dem Wettbewerb für die dritte Neckarbrücke in Mannheim, die zu Ehren des im nahen Heidelberg ruhenden ersten Reichspräsidenten den Namen Friedrich-Ebert-Brücke erhalten soll, eine Gelegenheit geboten wird, ihre Kräfte in der Entwurfsbearbeitung einer neuzeitlichen, großstädtischen Straßenbrücke zu messen. Die vier Preise, die von 8000 R.-M. bis auf 3000 R.-M. abgestuft sind, erscheinen allerdings etwas bescheiden in der Höhe, allein die Stadtverwaltung hat in Aussicht gestellt, bei der Ausarbeitung der baureifen Pläne den Bearbeiter des der Ausführung zugrunde gelegten Entwurfs heranzuziehen. Der Wettbewerb wird sicher eine Reihe von bedeutenden Entwürfen zutage fördern, und der sicher zu erwartende Wettstreit zwischen Eisenbau und Massivbau wird in vielfacher Hinsicht lehrreich werden. Gaber.

Technische Hochschule Aachen. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Bergrat, Hütteningenieur Ritter Max v. Gutmann, Wien, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste auf dem Gebiete des Eisenhüttenwesens.

Untergrundbahn Berlins. Im Juni d. J. soll nach der „Germania" der zweite Bahnsteig des zukünftigen Umsteigebahnhofs Belle-Alliance-Straße seiner Bestimmung übergeben werden.

Der Tunnel der weiteren Strecke wird zunächst bis zum zukünftigen Bahnhofe Kreuzberg fertiggestellt werden. Dieser Bahnhof wird an die Ecke Belle-Alliance-Straße—Dreibundstraße zu liegen kommen. Weiter südlich von der Dreibundstraße wird noch zunächst ein etwa 300 m langes Stück gleichzeitig vollendet werden: Hier wird sich der südliche Abstell- und Wendebahnhof befinden. Dieses Tunnelstück verläuft nicht mehr unter der Mitte der Berliner Straße, sondern nach Osten ausbiegend, auf dem Gelände des Tempelhofer Feldes. Bis zum Bahnhof Tempelhof wird der zukünftige Tunnel neben der Berliner Straße liegen, weil hier ein billigeres Bauen des Tunnelkörpers möglich ist; denn kein Kabel und kein Abflußrohr braucht dabei verlegt zu werden.

Die Bauarbeiten für die Weiterführuug der Tempelhofer Strecke der Nordsüdbahn werden erst nach der Eröffnung des Bahnhofs Kreuzberg in Angriff genommen. Vorgesehen sind insgesamt folgende Untergrundbahnhöfe: Kreuzberg, Flughafen, Ringbahnhof Tempelhof, Dorfstraße und Teltowkanal. Mit der Eröffnung dieser Bahnhöfe ist jedoch nicht vor dem Herbst 1926 zu rechnen, während der Bahnhof Kreuzberg schon im Juni dieses Jahres dem Verkehr übergeben werden soll.

Gleichzeitig mit der Fertigstellung dieses Bahnhofes wird auch die Strecke Hasenheide—Hermannplatz—Rathaus—Neukölln-Bergstraße dem Verkehr übergeben werden. Zwischen dem Hermannplatz und dem Bahnhof Bergstraße war der Tunnel bereits im Rohbau vollendet. Etwa 150 m weit südöstlich vom Bahnhof Hermannplatz mußte er nochmals umgebaut und tiefergelegt werden. Zurzeit ist man in der Berliner Straße in dem von dem Umbau nicht berührten Teil des Tunnels an der Arbeit, die Innenarbeiten zu vollenden, die Bahnsteige anzulegen und die Wände zu verputzen.

Das letzte Stück des Nordsüdbahntunnels, am Bahnhof Neukölln, wird erst im Juni oder im Juli in Arbeit genommen. Für diesen Streckenabschnitt ist noch der ganze Tunnel von Anfang an auszuschachten. Planmäßig soll der Bahnhof Südring durch einen Tunnel mit dem Ringbahnhof verbunden werden. Südlich vom Bahnhof Neukölln wird zudem eine Umformerstation und ein großer Abstellbahnhof mit den zugehörigen Stellwerkanlagen errichtet werden.

Die Erneuerung der Waterloo-Brücke bei Bettws-y-Coed in Carnarvonshire, Grafschaft Wales, ist ein bemerkenswertes Beispiel der sich in England zurzeit mehrenden Umbauten und Verstärkungen von Straßenbrücken infolge der zunehmenden Beanspruchung, nament-

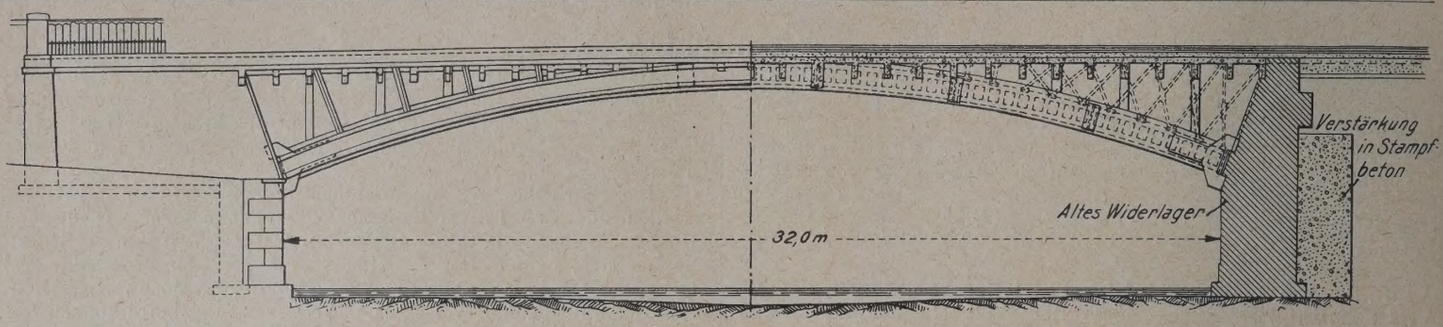


Abb. 1. Gesamtansicht der Brücke.

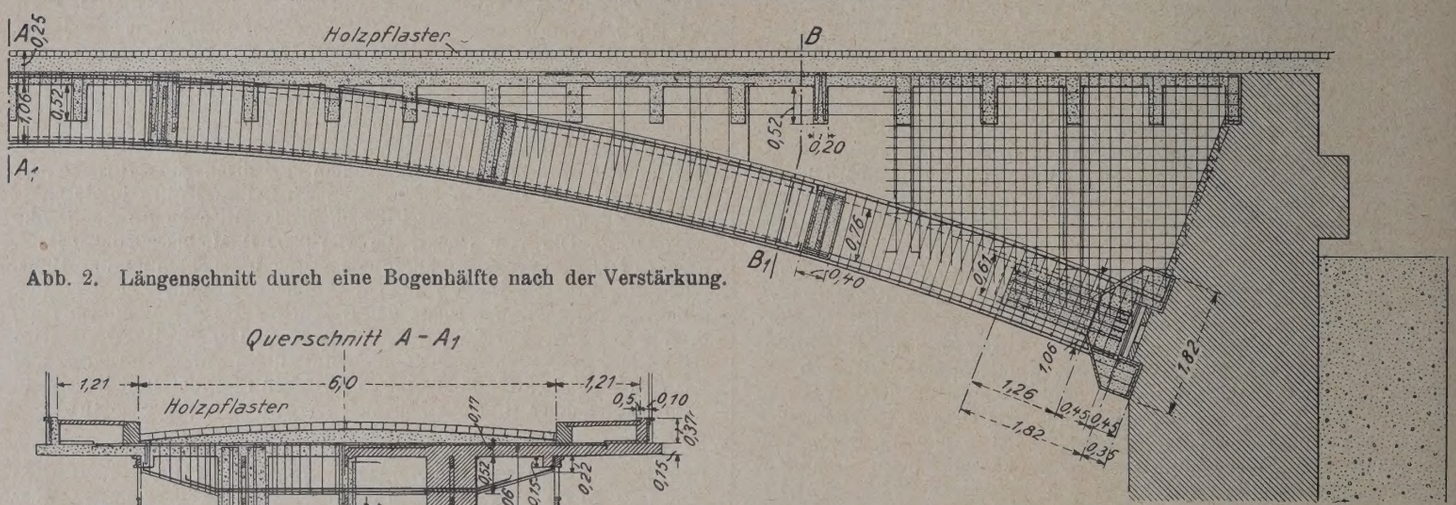


Abb. 2. Längenschnitt durch eine Bogenhälfte nach der Verstärkung.

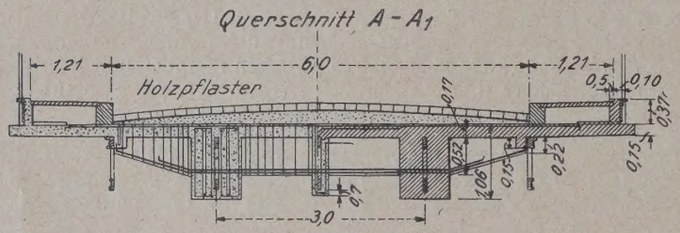


Abb. 3.

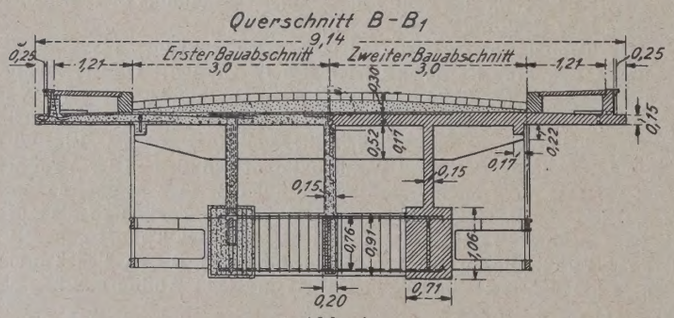


Abb. 4.

lich auch durch den Kraftwagenverkehr.[1]) Die Brücke ist 1815 — also im Jahre der Schlacht von Waterloo — erbaut, woran die Inschrift an der Außenseite: „Dieser Bogen wurde im gleichen Jahr erbaut, in dem die Schlacht bei Waterloo erfochten wurde“ noch jetzt erinnert; sie ist ein Werk des bekannten englischen Brückenbauers Telford, hat eine lichte Weite von rd. 32 m und besteht aus drei inneren und zwei äußeren gußeisernen Bogen, von denen die letzteren die auskragenden Gehwege tragen (Abb. 1 bis 4).

Das Bedürfnis nach ausreichender Verstärkung hatte sich zwar schon im Jahre 1911 bemerkbar gemacht, doch wurden die erforderlichen Arbeiten endgültig erst 1922 in Angriff genommen und im folgenden Jahr vollendet.

Nachdem zunächst die Widerlager durch eine starke Stampfbetonmauer verstärkt waren, wurde nach Abb. 2 an den Bogenkämpfern zur besseren Druckübertragung ein mit dem alten Mauerwerk gut verzahnter Eisenbetonbalken angeordnet und die drei inneren Bogen sowie die Querträger und die Fahrbahnstützen mit Eisenbeton ummantelt. Alsdann wurde die Eisenbetonplatte der Brückentafel aufgebracht, deren Gehwege etwa 1,2 m über die unverändert gelassenen und nur an der Innenseite durch einen 15 cm hohen Eisenbetonbalken verstärkten äußeren Bogen ausgekragt sind, da es sich als wünschenswert herausgestellt hatte, auch die Breite der Brücke zu vergrößern; dazu sind zur besseren Versteifung die Querträger an den Widerlagern ebenfalls auf die neue Breite der Gehwegplatte ausgekragt. Ebenso wie die äußeren Bogen blieb auch das nach den Verstärkungsarbeiten wieder aufgestellte Brückengeländer unverändert, so daß die nach einer Dienstzeit von annähernd 110 Jahren nunmehr den Anforderungen des zeitgemäßen Verkehrs wieder gewachsene Brücke äußerlich ihr altes Aussehen voll bewahrt hat. Ki.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 21, S. 283.

Die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau[1]) hat alsbald nach ihrer Gründung im Oktober 1924 ihre Arbeiten aufgenommen. Die in der II. Vorstandssitzung am 19. Dezember 1924 festgelegte Satzung sieht einen Vorstand von 27 Personen vor, der durch eigene Zuwahl auf 30 Personen ergänzt werden kann. Er setzt sich zusammen aus Vertretern von Wissenschaft (4), von bau- und unterhaltungspflichtigen Verbänden sowie Beamten der Bauverwaltungen (8), von Nutznießern (5), von Materiallieferanten (4) und Bauausführenden (6).

Bei Besetzung des Vorstandes und der Arbeitsausschüsse sind möglichst alle Teile des Reiches berücksichtigt worden. Für das laufende Geschäftsjahr bilden die Herren Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Brix, Charlottenburg, Geb. Reg.-Rat Prof. Otzen, Hannover, und Baurat Dr.-Ing. Riepert, Charlottenburg, den geschäftsführenden Vorstand, und Oberingenieur Kirchberg ist Geschäftsführer. Die Geschäftstelle befindet sich Charlottenburg, Knesebeckstraße 74.

Ein offizielles Organ hat die Studiengesellschaft nicht, vielmehr soll die Fachpresse gleichmäßig durch Berichte bedient und auch gelegentlich ein mündlicher Meinungsaustausch mit den Vertretern der Fach- und Tagespresse herbeigeführt werden.

Die erste Mitgliederversammlung soll während der Verkehrsausstellung in München stattfinden.

Es bestehen zurzeit folgende 14 Arbeitsausschüsse: Engerer Planungsausschuß, Stadtstraßen, Landstraßen, Hygiene, Verkehrsregelung, Steinpflasterstraßen, Asphaltstraßen, Teerstraßen, Betonstraßen, Andere Straßenkonstruktionen, Straßenbaumaschinen, Automobiltechnik, Bereifung, Gesetzgebung und Finanzierung.

Um die Arbeitsgebiete der Ausschüsse zu umgrenzen, wurden Richtlinien aufgestellt, auf Grund deren die Ausschüsse zunächst Arbeitsprogramme festlegten.

Der „Engere Planungsausschuß“ teilte sein Arbeitsgebiet folgendermaßen ein:

1. Wirtschaftliches Verhältnis zwischen Schienenwegen und Kraftwagenstraßen,
2. Entwurf eines Kraftwagenverkehrsnetzes für Deutschland,
3. Gestaltung von Kraftwagenverkehrsbändern,
4. Gestaltung von Kraftwagenstraßen, die auch anderen Verkehrsarten dienen, sowie allmähliches Ausbauprogramm,

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 10, S. 116.

5. Einführung der Kraftwagenstraßen in die Stadt- und Landplanung,
6. Festsetzung, Durchführung und Betrieb von Kraftwagenstraßen.

Der Ausschuß „Stadtstraßen“ nimmt seine Untersuchungen nach vier Gesichtspunkten auf: 1. Planung und Bau, 2. Nebenanlagen, 3. Betrieb, 4. Auswahl der Befestigungsarten.

Der Ausschuß „Landstraßen“ hat, um eine Grundlage für seine Arbeiten zu gewinnen, zunächst Berichterstatter zur Prüfung folgender Fragen bestimmt:

1. Welche Mißstände haben sich durch den zunehmenden Automobilverkehr auf den Landstraßen ergeben?
2. Welche Mittel können dagegen in straßenbautechnischer Beziehung angewendet werden?

Der Ausschuß „Hygiene“ hat sich zur Aufgabe gemacht:

1. Bekämpfung des Staubes und der Schmutzbildung,
2. Bekämpfung des Geräusches,
3. Sorge für Erhaltung reiner Luft.

Der Ausschuß „Verkehrsregelung“ bestimmte zunächst drei Referate:

1. Geschwindigkeit, Belastung, Bereifung,
2. Fahrbahnbreite, Verkehrsdichte, Klassifizierung der Straßen,
3. Verkehrsregelung, insbesondere verkehrspolizeiliche Bestimmungen.

Der Ausschuß „Steinpflasterstraßen“ führt zunächst einen schriftlichen Meinungsaustausch unter seinen Mitgliedern herbei.

Der Ausschuß „Asphaltstraßen“ setzte vier Unterausschüsse ein: 1. Stampfasphalt, 2. Gußasphalt, 3. Walzasphalt, 4 Asphaltschotter. Er machte ferner für die Asphaltstrecke der Versuchsstraße Braunschweig den Vorschlag zweier Ausführungsarten, die beide zur Anwendung kommen sollen:

1. Asphaltbeton, heiß verarbeitet,
2. Asphaltschotter im Tränkverfahren (Asphaltmacadam), Asphalt heiß verarbeitet.

Der Ausschuß „Teerstraßen“ mit drei Unterausschüssen versendet an die Städte, Provinzialverwaltungen und die in Betracht kommende Industrie Fragebogen, um ein einwandfreies Material über vorhandene Teerstraßen und deren Bewährung zu erhalten.

Der Ausschuß „Betonstraßen“ beschäftigte sich bereits mit der praktischen Ausführung der Straßen. Die Betonstrecke der Versuchsstraße Braunschweig wird nach dem Vorschlage des Ausschusses ausgeführt. Sie wird nach dem Zweischichten-Verfahren hergestellt, erhält eine Eisenbewehrung, eine mittlere Längsfuge und Querfugen in 6 m Abstand.

Der Ausschuß „Andere Straßenkonstruktionen“, der alle Straßenbefestigungsarten bearbeitet, die nicht in das Gebiet der vorgenannten Ausschüsse fallen, wählte drei Unterausschüsse, und zwar für Klinkerpflaster, Holzpflaster und Schlackensteinpflaster.

Der Ausschuß „Gesetzgebung und Finanzierung“ beschäftigte sich in zwei Sitzungen mit der „Verordnung über die Erhebung von Vorausleistungen für die Wegeunterhaltung“, die inzwischen durch das bekanntgewordene Mindener Urteil für rechtsungültig erklärt worden ist, und stellte „Richtlinien für die Finanzierung der Wegelasten“ auf, die unterscheiden zwischen allgemeinen Wegeabgaben (Kraftfahrzeugsteuer, erweitert für alle Personen- und Lastwagen), besonderen Wegeabgaben (tonnenkilometrisch gestaffelter Tarif) und außerordentlichen Reichs- und Staatszuschüssen für Neu- und größere Umbauten.

Die Nutzbarmachung der Erfahrungen des Auslandes wird durch Studienreisen in die Wege geleitet. Über die Ende Oktober 1924 unternommene Reise nach England liegt der Bericht bereits vor. Kürzlich gingen einige Mitglieder zum Städtekongreß nach Amerika. Die Reise gilt ebenfalls mit als Veranstaltung der Studiengesellschaft. Eine Reise nach der Schweiz und Oberitalien ist in Vorbereitung.

Neuartige Einrichtungen zum Gleisumbau. Die in den nebenstehenden Abbildungen gezeigten Einrichtungen zum Gleisumbau bestehen aus einem selbstfahrenden Lokomotiv-Dampfkran mit verstellbarem Ausleger von 3,5 t Tragkraft bei 10,5 m Ausladung, einem Graspflug und einem Schotterpflug. Sie sind nach der Z. d. V. d. I. vom 28. März 1925 Erzeugnis der Mannheimer Maschinenfabrik Mohr & Federhaff und waren auch auf der Eisenbahntechnischen Ausstellung in Seddin 1924 zu sehen.

Vor dem Beginn des Umbaues wird durch eine Lokomotive auf dem umzubauenden Gleis ein Graspflug entlanggezogen. Dieser zieht

Abb. 1. Auflegen des Gleises mit dem Kran.

seitlich der Schwellen zwei Gräben, wobei Gras und Unkraut entfernt, die Erde zur Seite geworfen und der Schotter seitlich der Schwellen gelockert wird, was das Ausheben der Joche aus dem Bett etwas erleichtert.

Alsdann werden mit dem Kran etwa vier bis fünf Joche aus dem Bett ausgehoben, zur Seite gelegt oder verladen, die Lokomotive mit dem Kran gekuppelt und der lenkbare Schotterpflug an einem etwa 70 m langen Seil mit einer Fahrgeschwindigkeit von 0,8 bis 1 m/Sek. über das freigelegte Bett gezogen, das hierdurch vertieft und geebnet wird zum Wiederauflegen der neuen Schienenfache (Abb. 1). Die Eindringtiefe des Schotterpfluges ist durch veränderliche Gewichtsbelastung zu regeln, ferner durch drei in der Höhe mit Windwerk verstellbare bereitgehaltene Rollen. Mit den Rollen kann auch dieser Pflug so hoch gehoben werden, daß er über Hindernisse auf der Strecke, die das Bett durchqueren, wie Kanäle, Gestänge und dergl., auf den Rollen fahrend, hinweggezogen werden kann.

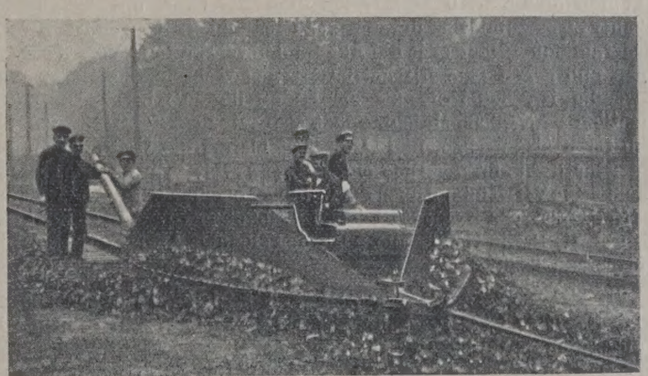


Abb. 2. Schotterpflug zum Vertiefen und Ebnen des freigelegten Bettes.

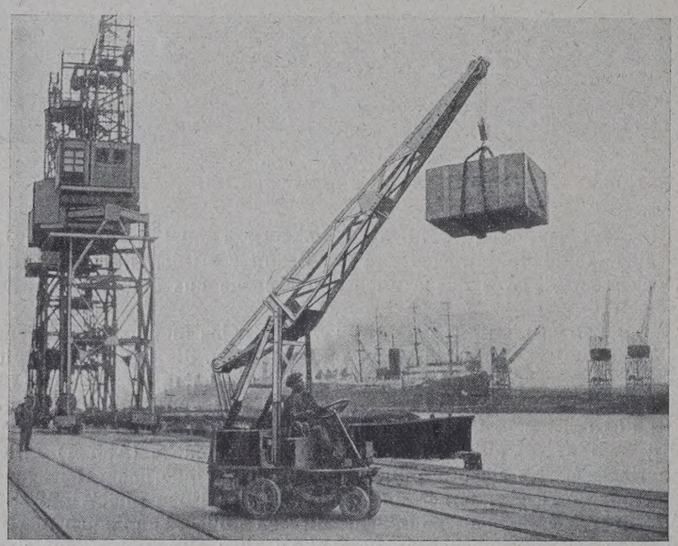
Der Kran nimmt nun wieder die nächsten vier Joche heraus, und der gleiche Vorgang wird wiederholt, bis die ganze umzubauende Strecke zum Auflegen der neuen Joche bereit ist. Diese seitlich der Strecke lagernden Joche werden wieder mit dem Kran aufgenommen, der sie dann in umgekehrter Fahrtrichtung vor sich her legt und sich auch auf dem vorläufig noch nicht unterstopften Gleis fortbewegen kann (Abb. 2). Ist ein zweiter Kran vorhanden, so kann das Auflegen der neuen Joche auch sofort nach dem Ausheben der ersten vier bis fünf Joche, nachdem der Schotterpflug diese Strecke geebnet hat, beginnen. Das Anfahren und Lagern der neu einzubauenden Joche richtet sich nach den vorliegenden Verhältnissen und kann schon längere Zeit vor dem Beginn des Umbaues in Zeiten weniger dichter Zugfolge vorbereitet werden.

Bei Umbauten auf Verschiebebahnhöfen, wo vorübergehend mehrere Gleise zur Verfügung stehen, arbeitet der Kran auf dem Nachbargleis des umzubauenden Gleises und entnimmt die Schienen-

joche unmittelbar dem Wagen. Ebenso können die herausgenommenen Schienenjoche unmittelbar auf Eisenbahnwagen verladen werden.

Die Ersparnisse an Arbeit, Zeit und Mannschaften sind bedeutend; die Kosten werden als halb so hoch wie beim Umbau von Hand bezeichnet.

Der Universal-Drehlaufkran. Auf den letzten Leipziger und Kölner Messen wurde ein neuartiges Fördermittel, der sogenannte Universal-Drehlaufkran, zum ersten Male in Deutschland öffentlich vorgeführt. Dieser Kran, im Auslande eine nicht mehr unbekannte Erscheinung und namentlich in England in vielen Ausführungen im Betriebe, ist überall dort noch anwendbar, wo wegen knapper Raumverhältnisse andere Einrichtungen nicht angewandt werden können, und soll nach Angabe der Hersteller acht bis zehn von Hand betriebene Krane ersetzen. Die Transportkosten sind naturgemäß bedeutend niedriger als bei Handbetrieb. Benutzt wird der Kran hauptsächlich in Maschinenfabriken, Lagerhäusern, beim Güterverkehr zwischen Schuppen und Bahn oder Schiff, auf Lagerplätzen, in Mühlen, Brauereien, Textil- und Papierfabriken, chemischen Fabriken usw.



Der vorgeführte, in der Abb. dargestellte Kran hat je nach der Ausladung 500 bis 1000 kg Tragkraft. Alle Bewegungen werden durch Akkumulatoren-Betrieb erzielt, wodurch der Kran unabhängig von jeglicher Stromzuführung durch Kabel oder Schleifleitungen ist. Zwecks Wiederaufladung läßt sich die Akkumulatoren-Batterie vom Kran entfernen und gegen eine frische Batterie auswechseln, so daß es nicht notwendig ist, den Kran bis zur Ladestelle zu fahren. Die außerordentlich bewegliche Maschine läßt sich mit dem Führersitz voll und rasch im Kreise drehen, und zwar liegt hierbei die Last stets im Gesichtsfelde des Führers. Eine eigenartige Ausbildung des Fahrgestelles erlaubt seine Verwendung auch auf welligem oder ansteigendem Gelände.

Hersteller des Kranes ist die Lauchhammer-Rheinmetall-Aktiengesellschaft, Berlin NW 6, die auch das alleinige Ausführungsrecht für Deutschland besitzt.

VI. Reichenberger Messe vom 15. bis 21. August 1925. Die bisherige Einteilung der Reichenberger Messe in 19 Warengruppen wird in diesem Jahre durch Angliederung einer Sondermesse für wirtschaftliche Betriebsführung erweitert werden. Im Zusammenhange mit dieser Sondermesse wird eine Betriebswirtschaftliche Tagung veranstaltet, bei der von Fachmännern Vorträge über nachfolgende Gegenstände gehalten werden sollen: 1. Periodische Prüfung der Wirtschaftlichkeit der Betriebe, 2. Wert und Durchführung der fortlaufenden Betriebskontrolle, 3. Wahl und Ausnutzung der Brennstoffe, 4. Ausnutzung der Baustoffe, 5. Kupplung von Heiz- und Kraftbetrieben, 6. Verwertung von Kraft- und Wärmeüberschüssen, 7. Anwendung und Ausnutzung von Baumaschinen, Rüstungen und Werkzeugen und 8. Psychotechnik in Industrie, Handel und Gewerbe.

Deutsche Eisenbahnbauten in Rußland. Die russische Regierung beabsichtigt nach der „Germania", nunmehr den Plan einer Eisenbahn zwischen Sibirien und dem Weißen Meer durchzuführen, nachdem in den letzten Jahren das russische Eisenbahnwesen eine erhebliche Besserung erfahren hat. Die Absicht ist, von der Stadt Petropawlowsk einen Schienenstrang vom Ural nach der Teschkayabai im Weißen Meer errichten zu lassen. Die Bauarbeiten sollen von einem russisch-deutschen Industrie-Konzern übernommen werden, dem, wie die „Times" berichten, die rheinisch-westfälische Eisenindustrie unter Führung von Krupp angehört. Diese Bahn ist deshalb besonders beachtenswert, weil das Vorkommen von Öl in dem betreffenden Gebiete festgestellt worden ist und die Standard Oil Company bereits ihr Interesse an dem Plan bekundet hatte. Der Plan der Eisenbahnbauten geht auf das Jahr 1919 zurück, aber damals konnten die Pläne nicht zur Durchführung gelangen, weil die politischen Verhältnisse in Rußland zu unsicher waren und sich niemand fand, der zu dem günstigen Ergebnis der Bauten Zutrauen gehabt hätte. Bei den ungeheuren Kosten, die dieser Eisenbahnbau beansprucht — es handelt sich um rd. eine Milliarde Goldmark —, sind vor allen Dingen sichere Verhältnisse nötig, um die Rentabilität zu gewährleisten. Inzwischen haben sich aber die politischen Verhältnisse in Rußland gefestigt, so daß auch die amerikanischen Ölkreise dem Plan nähertraten und vor anderthalb Jahren Fachleute nach dem Gebiet schickten, die die Ölverhältnisse des Erdbodens untersuchen sollten. Die Ergebnisse schienen günstig zu sein, denn die Standard Oil Company erklärte sich bereit, das Unternehmen mit Geld zu unterstützen. Unter diesen Umständen haben auch die deutschen Industriekreise ihre Bedenken fallengelassen und sind der Verwirklichung des Planes nähergetreten. Die Verhandlungen sollen bereits weit gediehen sein und einen so günstigen Verlauf genommen haben, daß man von der Beteiligung der Amerikaner an dem Unternehmen absehen zu können glaubt und das ganze Werk mit eigenen Mitteln durchführen will. Endgültige Beschlüsse sind aber noch nicht gefaßt worden, insbesondere ist eine Konzession noch nicht erteilt worden, da bei einem so großen Unternehmen die Prüfung und Vorarbeiten geraume Zeit in Anspruch nehmen.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahnräte Dr. jur. Seybold, Stuttgart, zur R. B. D. Breslau, Böttcher, Chemnitz, zum Ausbesserungswerk Leipzig, Dr.-Ing. Zinsser, Altenburg, zum Neubauamt Zwickau, Kund, Kaiserslautern, als Referent zur R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), Wildbrett, München, als Vorstand zur Betriebs- und Bauinspektion Landau (Pfalz) und Gärth, Ludwigshafen (Rhein), nach Regensburg als Vorstand des Messungsamts der R. B. D., der Reichsbahnamtmann Rieger, Würzburg, als Vorstand (auftrw.) zur Betriebs- und Bauinspektion Kaiserslautern.

Überwiesen sind: die Reichsbahnräte Klensch vom Ausbesserungswerk zur R. B. D. Ludwigshafen als Referent und Bauer, bisher beurlaubt zur Eisenbahndirektion der Saarbahnen, der R. B. D. Ludwigshafen (Rhein).

Ausgeschieden aus dem Reichsbahndienst ist: der Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Gerstenberg, Berlin, infolge Ernennung zum ordentlichen Professor an der Technischen Hochschule Braunschweig.

Gestorben sind: die Reichsbahnräte Stiegler, Vorstand des Messungsamts Regensburg, und Häberle, Vorstand der Bausektion Böblingen.

Bayern. Verliehen wurde: der Titel und Rang eines Oberregierungsrates den mit dem Titel eines Oberbauamtmannes ausgestatteten Regierungsbauräten I. Klasse Hoepffl und Zink im Staatsministerium des Innern, Donauer bei der Regierung von Niederbayern, Baumann bei der Regierung der Oberpfalz, Dürk bei der Regierung von Schwaben; — dem Regierungsbaurat I. Klasse Dr. Häuser bei der Landesstelle für Gewässerkunde; — den Regierungsbauräten I. Klasse außer dem Stande Pfaller, beurlaubt zur Dienstleistung bei der Rhein-Main-Donau-A.-G., Widmann, verwendet bei der Bayerischen Landessiedlung; — der Titel und Rang eines Oberregierungsbaurates den Oberbauamtmännern Wurzinger, Vorstand des Landbauamtes Bamberg, Frhr. v. Godin, Vorstand des Landbauamtes Memmingen, Keller, Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Speyer, Schmid, Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Ingolstadt, Haberl, Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Nürnberg, Zenker, Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Würzburg, Ratz, Vorstand des Neubauamtes Bamberg für den Ausbau der Großschiffahrtstraße, Deuerling, Vorstand der Sektion Kempten für Wildbachverbauung, Müller, Vorstand des Kulturbauamtes Kempten, Wiesner, Vorstand des Kulturbauamtes Bamberg.

Preußen. Versetzt wurde: der Regierungs- und Baurat Schultze beim Oberpräsidium in Breslau an das Kulturbauamt in Lüneburg.

Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Karl Wurbs (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

INHALT: Über Tore und Schützen für Schiffsschleusen. — Weiteres über die Hudson-Brücke in New York. — Eisenbetonspundwände. Fortsetzung. — Vermischtes: — Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Wettbewerb für die Friedrich-Ebert-Brücke über dem Neckar in Mannheim. — Technische Hochschule Aachen. — Untergrundbahn Berlins. — Erneuerung der Waterloo-Brücke bei Bettws-y-Coed. — Studiengesellschafr für Automobilstraßenbau. — Neuartige Einrichtungen zum Gleisumbau. — Universal-Drehlaufkran. — VI. Reichenberger Messe vom 15. bis 21. August 1925. — Deutsche Eisenbahnbauten in Rußland. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang | BERLIN, 29. Mai 1925 | Heft 23

Alle Rechte vorbehalten

Neubau der Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener.

Von Reichsbahnoberrat **Schlodtmann** in Oldenburg.

1. Allgemeine Anordnung.

Die im Jahre 1876 eröffnete eingleisige Hauptbahnstrecke Ihrhove—Neuschanz der Reichsbahndirektion Oldenburg zweigt bei der Station Ihrhove von der Hauptbahnstrecke Rheine—Emden in westlicher Richtung ab und erreicht auf holländischem Boden die Gemeinschaftsstation Neuschanz, wo von Westen her die holländische Strecke Groningen—Neuschanz einmündet. In der Nähe des Fleckens Weener überschreitet die Bahn beim Haltepunkt Hilkenborg die Ems, die hier einen lebhaften Fluß- und Seeschiffahrtverkehr aufweist, mittels einer eisernen Brücke mit elf festen Überbauten von 11,25 bis 49,32 m Stützweite und einer Drehbrücke mit zwei Durchfahrtöffnungen von je 20 m lichter Weite. Die schweißeisernen Überbauten wurden im Jahre 1875/76 von der Brückenbauanstalt J. C. Harkort in Duisburg geliefert; sie ruhen auf Widerlagern und Pfeilern aus Klinkermauerwerk, die auf Senkbrunnen bis auf etwa —4,0 bis —9,5 N.N. gegründet sind. Die Hauptträger der kleineren eisernen Überbauten von 11,25 m und 14,98 m Stützweite bestehen aus Parallel-Fachwerkträgern, die der größeren Überbauten mit 49,32 m Stützweite aus Parabel-Fachwerkträgern; die Drehbrücke hat trapezförmige Fachwerkträger. Eine Beschreibung der in den Jahren 1874 bis 1876 stattgefundenen Bauausführung der Brücke von A. Böhlk befindet sich im Jahrgang 1884, Band VII, Heft 4 der Zeitschrift für Baukunde, Organ der Architekten- und Ingenieurvereine von Bayern, Württemberg, Baden, Elsaß-Lothringen, Frankfurt a. M., Mittelrhein, Niederrhein, Westfalen und Oldenburg.

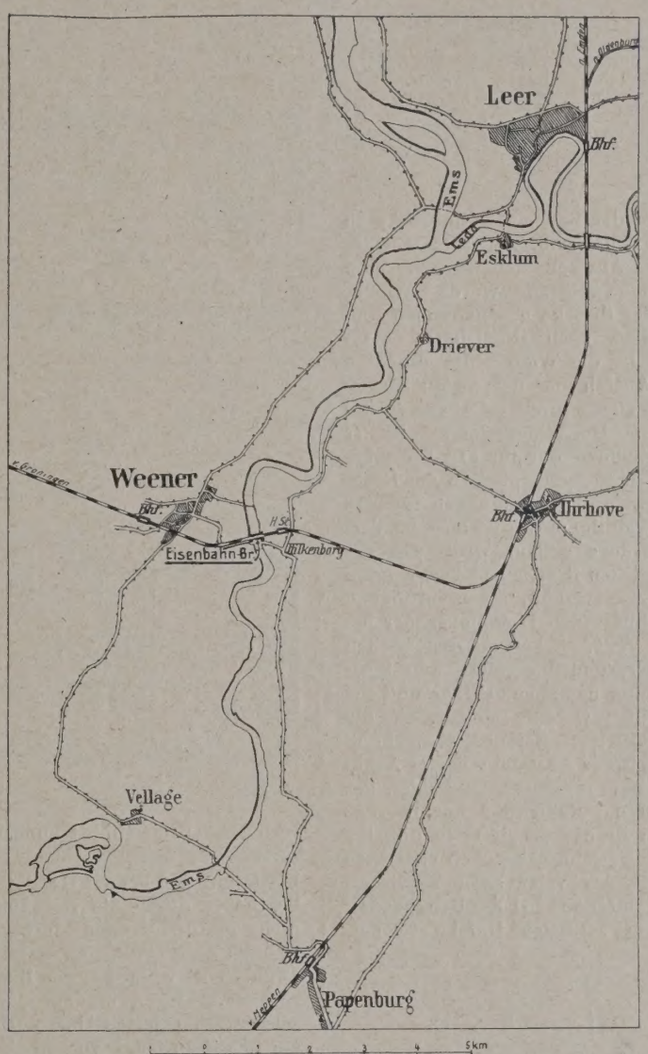


Abb. 1. Lageplan.

Bereits in den 90er Jahren zeigte es sich, daß die eisernen Überbauten und die gemauerten Pfeiler den inzwischen schwerer gewordenen Betriebsmitteln nicht mehr genügten. Einige der Pfeiler zeigten Risse; sie wurden durch Umlegen eiserner Bänder gesichert. Die eisernen Überbauten wurden im Jahre 1903 durch die Brückenbauanstalt J. C. Harkort in Flußeisenkonstruktionen verstärkt, jedoch nur so weit, daß sie die damals auf den Oldenburgischen Staatsbahnen verkehrenden schwersten Lokomotiven aufnehmen konnten. Die Brücke blieb daher auch nach dieser Verstärkung in der Klasse 4 der für die damaligen Preußischen Staatsbahnen gültigen Klasseneinteilung. Die später beschafften schwereren Lokomotiven der Oldenburgischen Staatsbahn, sowie mehrere inzwischen von der Reichsbahndirektion Oldenburg übernommene Lokomotiven von höherem Gewicht dürfen die Brücke nicht befahren. Dies bedeutet eine recht unerwünschte Beschränkung in der Verwendung der Lokomotiven. Besonders empfindlich wurde diese Beschränkung, seitdem Schnellzüge Amsterdam—Berlin und umgekehrt die Strecke Ihrhove—Neuschanz befahren. Da eine weitere Verstärkung der eisernen Überbauten nicht in Frage kommt, und da auch die Widerlager und Pfeiler für die Aufnahme neuer tragfähigerer Überbauten nicht geeignet sind, wurde der Neubau der Brücke beschlossen, mit dem im August 1924 begonnen wurde.

Um den Betrieb auf der bestehenden Brücke während der Bau-

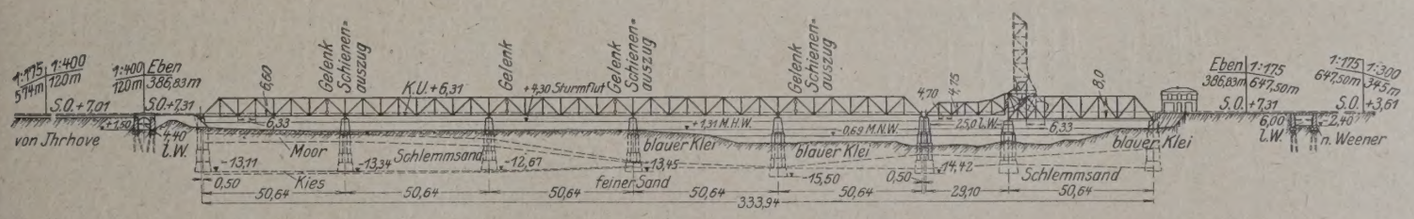


Abb. 2. System der Brücke.

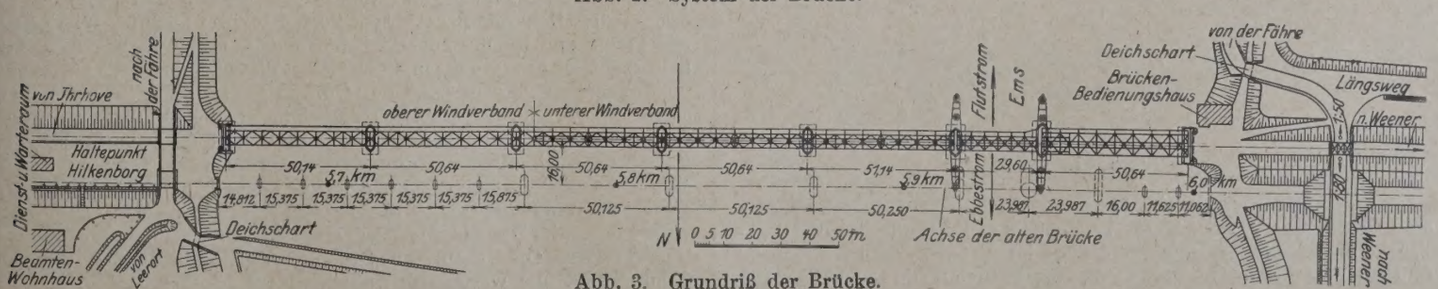


Abb. 3. Grundriß der Brücke.

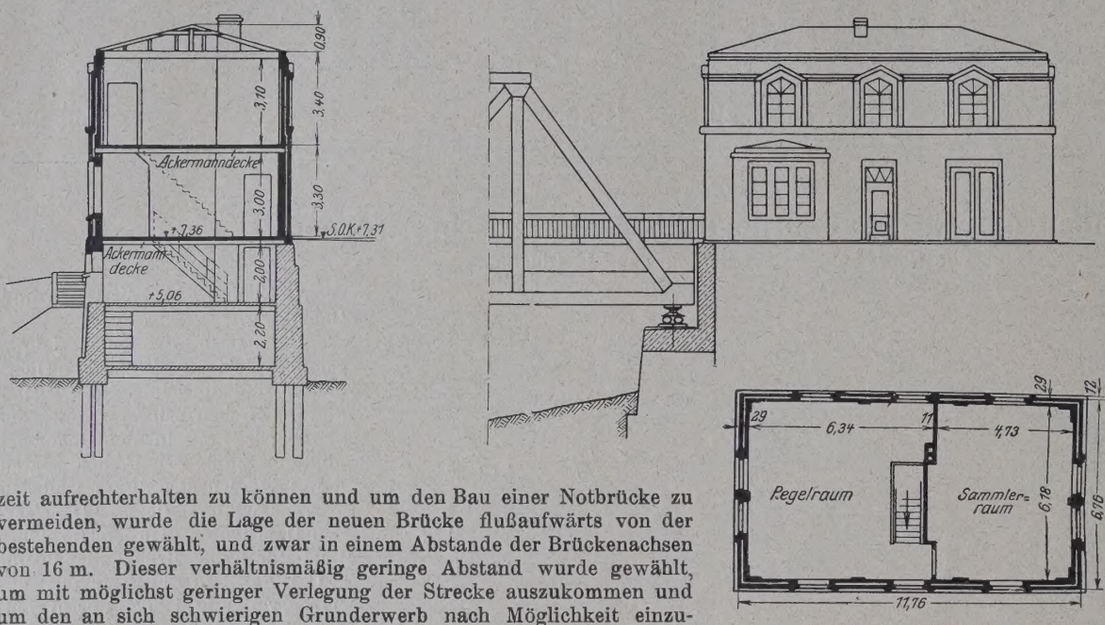


Abb. 4. Brückenbedienungshaus.

zeit aufrechterhalten zu können und um den Bau einer Notbrücke zu vermeiden, wurde die Lage der neuen Brücke flußaufwärts von der bestehenden gewählt, und zwar in einem Abstande der Brückenachsen von 16 m. Dieser verhältnismäßig geringe Abstand wurde gewählt, um mit möglichst geringer Verlegung der Strecke auszukommen und um den an sich schwierigen Grunderwerb nach Möglichkeit einzuschränken. Zweckmäßiger wäre vielleicht die Wahl eines größeren Abstandes gewesen, weil sich bei der Ausführung der neuen Strompfeiler Schwierigkeiten ergaben, die bei einem größeren Abstande der Brückenachsen vermieden worden wären. Die Widerlager und Pfeiler der bestehenden Brücke sind im allgemeinen nur für ein Gleis bemessen, nur beim Drehpfeiler und bei den Aufschlagpfeilern der Drehbrücke sind seinerzeit auch schon die Brunnengründungen für das zweite Gleis hergestellt worden, und zwar flußaufwärts, also an derselben Seite, an der jetzt die neue Brücke gebaut wird. Da der westliche Strompfeiler der neuen beweglichen Brücke aus weiter unten anzugebenden Gründen eine größere Länge erhält, als ursprünglich angenommen wurde, und da er gegenüber dem Drehpfeiler der bestehenden Drehbrücke errichtet werden muß, rücken die bestehenden und neuen Bauteile so nahe aneinander, daß besondere und kostspielige Maßnahmen für die Bauausführung der neuen Pfeiler und die Sicherung der bestehenden Pfeiler ergriffen werden mußten, auf die weiter unten näher eingegangen werden wird. Bei der Absteckung der neuen Brückenachse wurde irrtümlich der Abstand von der Achse der alten Brücke auf 16,50 m statt auf 16 m festgelegt, ein Fehler, der unter den vorliegenden Umständen von der Bauleitung nur begrüßt wurde. Der bewegliche Teil der neuen Brücke erhält etwa dieselbe Lage zum Stromstrich wie die bestehende Drehbrücke, weil sich diese Lage bisher als zweckmäßig erwiesen hat. Als System der beweglichen Brücke wurde eine Klappbrücke gewählt, denn bei der bestehenden Drehbrücke haben sich im Laufe der Jahre zahlreiche Unfälle ereignet,

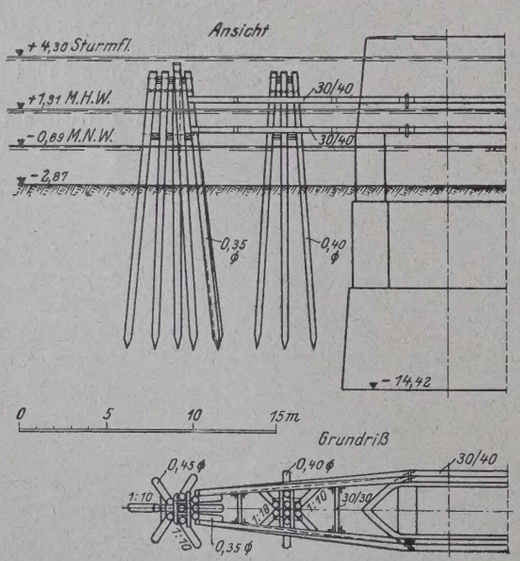


Abb. 5. Leitwerk.

so daß es nicht angezeigt erschien, auch bei der neuen Brücke wieder eine Drehbrücke anzuwenden. Im geöffneten Zustande hat die Drehbrücke eine besonders gefährdete Lage im Strom. Zu ihrem Schutze und zur Führung der die Brücke durchfahrenden Schiffe sind stromauf- und -abwärts Leitwerke angeordnet. Diese wurden häufig durch Schiffe beschädigt, die infolge mangelhafter Schiffsführung oder durch Strömung, Wind und Wetter aus dem richtigen Kurs gebracht wurden, gegen die Leitwerke stießen und ihnen meist recht erheblichen Schaden zufügten. Vor einigen Jahren war ein derartiger Zusammenstoß so heftig, daß der Drehzapfen der Drehbrücke brach und die Brücke in ihrer Längs- und Querrichtung 1 bis 2 m weit abgeschoben wurde, so daß sie beinahe in den Strom abgestürzt wäre. Solche Zusammenstöße werden bei Verwendung einer Klappbrücke vermieden, die außerdem noch andere Vorzüge gegenüber den Drehbrücken besitzt, wie leichterer Ausbau des zweiten Streckengleises, deutlichere Erkennung des geöffneten Brückenzustandes aus größerer Entfernung usw. Mit Rücksicht auf die günstigen Erfahrungen, die mit Eisenbahnklappbrücken der Bauart Scherzer bei den Oldenburgischen Staatsbahnen seit dem Jahre 1906 gemacht sind, wurde auch für die neue Brücke bei Weener eine Rollklappbrücke nach Art des Scherzerschen Systems mit einer Stützweite von 29,1 m und einer lichten Durchfahrtöffnung von 25 m gewählt. Die Lage der neuen Klappbrücke wurde dadurch bestimmt, daß bei der Herstellung ihrer Pfeiler und ihres Überbaues die Schiffahrt durch die Durchlaßöffnung der vorhandenen Drehbrücke nicht gestört werden darf. Vom Wasserbauamte Leer wurde die Bedingung gestellt, daß stets eine der beiden Durchlaßöffnungen der Drehbrücke während der Bauzeit voll für die Schiffahrt freigehalten werden muß. Außerdem wurde verlangt, daß unter dem östlich anschließenden festen Überbau der alten Brücke während der Bauzeit ein Schiffsdurchlaß von 20 m Breite freigehalten wird, da die Flußschiffe ohne hohen Mast und mit niederlegbarem Mast oder Schornstein namentlich bei niedrigem Wasserstande auch diese Öffnung zum Durchfahren der Brücke benutzen.

An die neue Klappbrücke schließen beiderseits feste Brückenüberbauten an. Die Konstruktionsunterkante ist bei den östlichen festen Überbauten und bei der Klappbrücke gegen die bestehende Brücke um 1,30 m erhöht worden, damit mehr Schiffe als bisher auch die geschlossene Brücke durchfahren können. Ein Öffnen der neuen Klappbrücke wird nur noch für Seeschiffe mit hohen Masten und für Flußschiffe nötig sein, deren Masten nicht niedergelegt werden können, sowie für Dampfer mit hohen, festen Schornsteinen. Durch diese Hebung der Brücke wird zwar ein Heben sämtlicher über die Brücke fahrenden Eisenbahnzüge um 1,30 m erforderlich, und es entstehen ferner beim Bau der Brücke Mehrkosten für die höheren Widerlager und Pfeiler und für die höheren Schüttungen und die Verlängerung der beiderseitigen Anrampungen, doch stehen diesen Mehrkosten anderseits die Ersparnisse infolge selteneren Öffnens der Klappbrücke gegenüber, sowie die Vorteile der erleichterten Schiffahrt, die die für die Hebung der Brücke aufzuwendenden Mehrkosten als begründet erscheinen lassen. Für die festen Überbauten östlich der Klappbrücke ergab sich auf Grund vergleichender Kostenberechnungen als zweckmäßigster Abstand der Pfeiler das Maß von rd. 50 m. Es ergaben sich danach östlich vom Aufschlagpfeiler der Klappbrücke vier Mittelpfeiler und mithin fünf zu überbrückende Öffnungen. Eine Öffnung der gleichen Weite ist zwischen Klappbrücke und westlichem Endwiderlager zu überbrücken.

Die Wahl eines befriedigenden Systems der Hauptträger für die festen Überbauten war insofern schwierig, als die unschöne Form der Scherzer-Klappbrücke nicht zu vermeiden war, und weil die Klappbrücke nahe an einem Brückenende liegt, wodurch die gesamte Brücke in zwei recht ungleiche Teile geteilt wird. Ferner war auf eine gute Durchführung des oberen Windverbandes Rücksicht zu nehmen. Die in Frage kommenden Möglichkeiten, nämlich Einzelüberbauten mit Parallelträgern, Halbparabelträgern, Trapezträgern und durchlaufende Träger mit gleichbleibender Höhe, sowie Überbauten mit abwechselnd steigenden und fallenden oder mit nach der Brückenmitte zu fallenden Streben, wurden in gleichem Maßstabe aufgetragen und verglichen. Es ergab sich, daß der durchlaufende Paralleltträger mit abwechselnd steigenden und fallenden Streben am meisten befriedigte, wenn die Endpfeiler abgeschrägt sind. Dieser Entwurf paßt sich auch am besten der ostfriesischen Landschaft an, die mit ihren weiten, bis zum Horizont verlaufenden Ebenen, ihren langgestreckten Deichen und weithin sichtbaren Chausseebaumreihen eine ruhige Linienführung verlangt. Es wurden daher für die östlichen Überbauten Gerberträger mit parallelen Gurtungen von gleicher Höhe gewählt, deren Streben abwechselnd steigen und fallen und deren Endfelder am östlichen Widerlager und an der Klappbrücke abgeschrägt sind. Die Trägerhöhe beträgt 6,60 m, die Feldweite 6,33 m. Die Gelenke liegen in den ersten Ständern neben den Pfeilern, damit die Kragarme recht kurz und Wechselstäbe nach Möglichkeit vermieden werden. Die Strompfeiler erhalten bei dieser Anordnung für jeden Hauptträger nur ein Lager, wodurch sie zentrisch beansprucht werden und die unschöne Anordnung zweier dicht nebeneinanderstehender Ständer vermieden wird, die bei Einzelüberbauten von Pfeiler zu Pfeiler entstehen würde. Eine vergleichende Gewichtsberechnung hat auch ein nicht unerhebliches Mindergewicht für die Gerberträger gegenüber Einzelüberbauten ergeben. Die dadurch erzielten Kostenersparnisse werden allerdings mehr oder weniger durch die Mehrkosten der Gelenkkonstruktionen ausgeglichen. In den Ebenen der Ober- und Untergurte liegen Windverbände, die den Gelenken der Hauptträger entsprechend ebenfalls mit Gelenkkonstruktionen versehen sind.

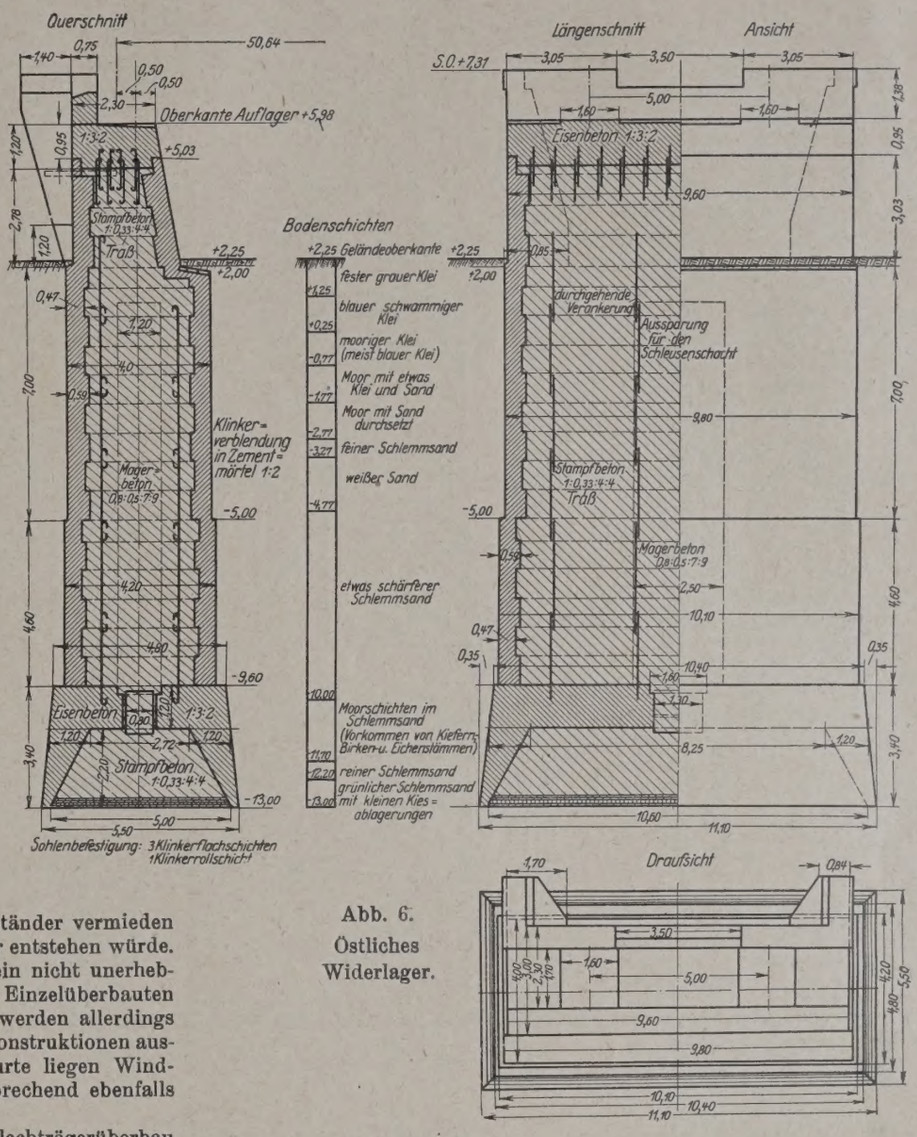


Abb. 6.
Östliches Widerlager.

Westlich der Klappbrücke war zunächst ein Blechträgerüberbau von 11 m Stützweite (Rollbahnträger) geplant, auf dem sich die Klappbrücke beim Öffnen und Schließen abwälzen sollte, und hieran sollte sich der letzte westliche Überbau von rd. 50 m Stützweite anschließen. Bei dieser Lösung wäre jedoch zwischen dem Rollsegment der Klappbrücke und diesem letzten Überbau ein unschöner Zwischenraum entstanden, der das Gesamtbrückenbild in empfindlicher Weise beeinträchtigt hätte. Der Lösung dieser Frage wurde daher besondere Wichtigkeit beigelegt. Von den Brückenbauanstalten und der Reichsbahndirektion wurden mehrere Entwürfe, zum Teil auch in Modellen, ausgearbeitet, die die störende Lücke meist durch architektonisch wirksam ausgebildete Aufbauten zu verdecken suchten, die zugleich zur Aufnahme der elektrischen Schalteinrichtungen zur Bedienung der Klappbrücke, Signale, Schranken und Verriegelungen, des Aufenthaltsraumes für die Brückenwärter, der Lagerräume für die Bahnmeisterei u. dergl. dienen konnten. Beim Vergleich ergab sich die nachstehende Lösung als die am meisten befriedigende: Der Rollbahnträger-Überbau wird aufgegeben und der westliche Überbau bis dicht an die Klappbrücke herangerückt und derart verbreitert, daß die Klappbrücke sich beim Öffnen und Schließen auf diesem Überbau abwälzt. Die Rollbahnträger, die auch die Bewegungsgetriebe für die Klappe aufnehmen müssen, liegen demnach in den ersten Feldern des westlichen festen Überbaues, dessen Untergurt zu diesem Zweck entsprechend tiefer gelegt ist, während der Obergurt dieselbe Höhe erhält, wie die Gerberträger östlich der Klappbrücke. Die tiefere Lage des Untergurts ist hier unbedenklich, weil wegen der geringen Wassertiefe keine Schiffe unter diesem Überbau durchfahren können. Zur Aufnahme des hohen Gewichts der Klappbrücke wird die Weite der Endfelder auf die Länge der Rollbahnträger nur halb so groß genommen als bei den übrigen Feldern, und das System der Hauptträger wird hier durch Zwischenstreben und -pfosten ergänzt. Infolge des Fortfalls des besonderen Rollbahnträger-Überbaues konnte ein Strompfeiler erspart werden und das westliche Endwiderlager um die Länge des ersparten Rollbahnträger-Überbaues weiter nach dem Strome vorgerückt werden. Hierdurch wurde die Gesamtbrückenlänge um rd. 12 m verkürzt. Diesen Ersparnissen stehen allerdings Mehrkosten gegenüber, die dadurch entstehen, daß durch die Verbreiterung des westlichen Überbaues zur Aufnahme der rollenden Klappbrücke die Länge eines Strompfeilers und eines Endwiderlagers um rd. 2,50 m vergrößert wird, und ferner dadurch, daß sich das Gewicht des westlichen Überbaues durch die Verbreiterung und die verstärkte Konstruktion erheblich erhöht. Das Brückenbedienungsgebäude zur Aufnahme der elektrischen Schalteinrichtungen, des Aufenthaltsraums für die Brückenwärter usw. wird nahe am westlichen Endwiderlager der Brücke außerhalb der Brücke in solcher Lage errichtet, daß die Brückenwärter die Brücke und den Strom gut übersehen und in Gefahrfällen rasch zur Stelle sein können. Es erhält außerdem die erforderlichen Räume für die maschinellen Einrichtungen und im Untergeschoß, das der Örtlichkeit wegen ohnehin ausgebaut werden muß, Lagerräume für die Bahnmeisterei. Endlich kann auch der Pegel für die Ablesung der Wasserstände, der zurzeit in einem besonderen Pegelhäuschen untergebracht ist, mit aufgenommen werden. Das Äußere des Gebäudes wird im Einklang zu dem wuchtigen Charakter der Brücke in einfachen, gedrungenen Formen gehalten.

Das Durchflußprofil der Ems zwischen den Endwiderlagern der Brücke ist nach Abzug des von den neuen Strompfeilern eingenommenen Raumes etwas größer als bei der bestehenden alten Brücke, die Wasserabführung der Ems wird also bei Flut und Ebbe, wenn auch nur in geringem Maße, verbessert.

Die Höhe der festen Überbauten ist durch die erweiterte Umgrenzung des lichten Raumes bedingt. Der lange Arm der Klappbrücke wurde niedriger gehalten, um sein Gewicht zu verringern, er erhält auch keinen oberen Windverband. Beschreibung und Erläuterung der Ausbildung der eisernen Überbauten der festen und beweglichen Brückenteile bleiben einer besonderen Abhandlung vorbehalten.

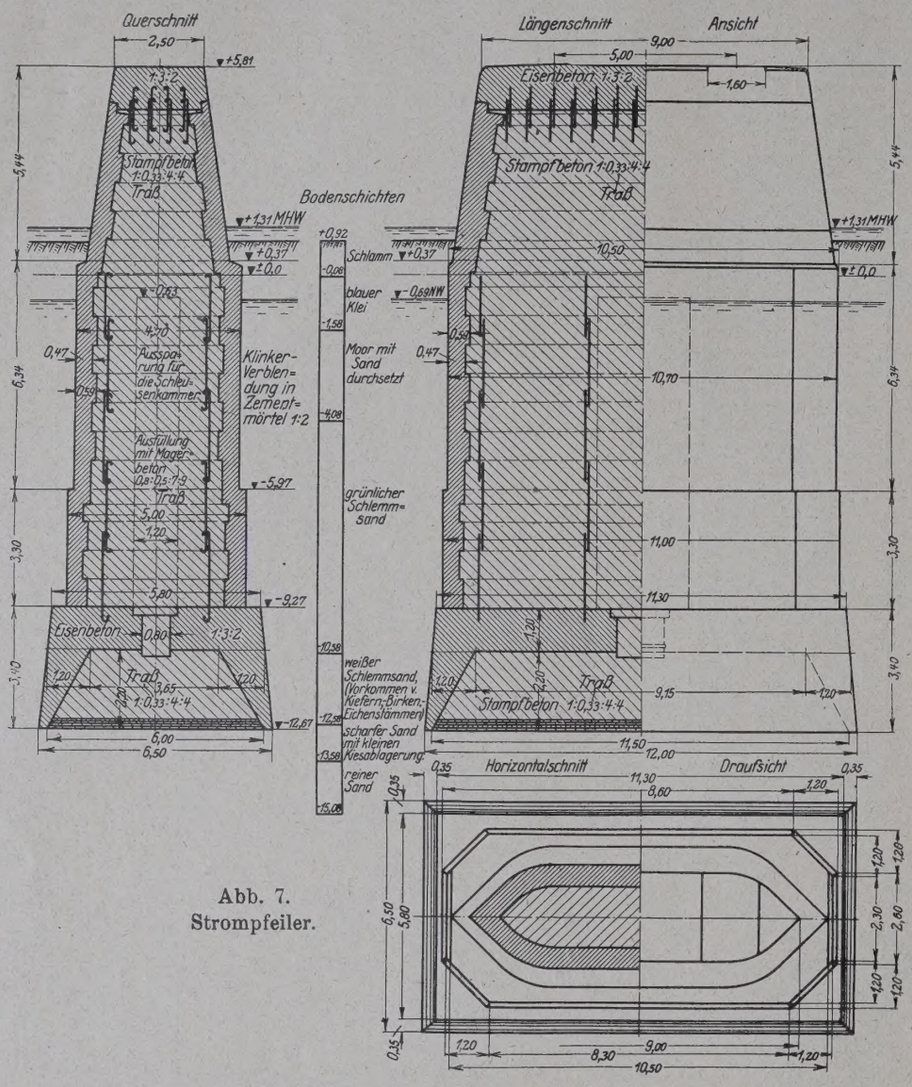


Abb. 7.
Strompfeiler.

An der südlichen Seite erhält die Brücke für den öffentlichen Verkehr einen Fußsteig von 1,6 m l. W. Hierdurch wird, da die vorhandene Brücke keinen Fußweg enthält, einem langjährigen Wunsche der Anwohner entsprochen. Als Belag des Fußsteiges sind bei den festen Überbauten Holz- oder Eisenbetonplatten, bei der Klappbrücke Riffelblechabdeckung geplant. Im übrigen sind für den Brückenbelag zwischen den Schienen ebenfalls für die festen Überbauten Holz- oder Eisenbetonplatten und für die Klappbrücke Riffelbleche geplant, während seitlich der Schienen bis an die Hauptträger bei den festen Überbauten auch Holz- oder Eisenbetonplatten, bei der Klappbrücke aber zur Verringerung des Gewichtes des langen Armes Abdeckungen aus Streckmetall vorgesehen sind.

Die festen Überbauten werden mit Ausnahme des Fußsteiges, der aus Flußstahl St 37 hergestellt wird, in hochwertigem Baustahl St 48 ausgeführt, da sich hierbei gegenüber der Verwendung von Flußstahl St 37 eine, wenn auch im Hinblick auf die Gesamtbaukosten der Brücke nur geringe Ersparnis von etwa 8000 Mark ergibt. Die Klappbrücke wird aus Flußstahl St 37 hergestellt, da bei ihr die Verwendung von hochwertigem Baustahl St 48 nicht wirtschaftlich sein würde. Es kommt hinzu, daß für das Rollsegment das höhere Gewicht infolge der schwereren Konstruktion in Flußstahl St 37 zur Verringerung des aufzubringenden Gegengewichtes nur erwünscht ist. Die Verwendung verschiedener Stahlsorten bei den festen Überbauten und der Klappbrücke ist unbedenklich, weil es sich um besondere, voneinander unabhängige Überbauten handelt, die zudem von verschiedenen Brückenbauanstalten ausgeführt werden. Die festen Überbauten sind der Gutehoffnungshütte in Sterkrade, die Klappbrücke der Brückenbauanstalt Gustavsburg bei Mainz übertragen worden.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Elektrischer Baggerantrieb.

Von Privatdozent Dr. **Georg Garbotz**, Oberingenieur der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin.

(Schluß aus Heft 22.)

Der Motor kommt in normaler offener Bauart mit zwei und bei größeren Leistungen drei Lagern, Feuchtigkeitsschutzisolation und Schleifringanker mit dauernd aufliegenden Bürsten zur Ausführung. Der Anlasser wird zweckmäßig für Anlauf mit mindestens doppeltem Drehmoment für angestrengten Betrieb mit häufigem Ein- und Ausschalten geeignet und getrennten luftgekühlten Widerständen gewählt, obwohl gerade hier eine übergroße Ängstlichkeit nicht am Platze ist, da ja alle Bagger mit pneumatischer Kupplung versehen sind, der Motor also stets leer anläuft und erst, wenn er auf „Touren ist", durch die Eimerkette belastet wird. Die Kraftübertragung vom Motor auf das Turasvorgelege kann in dreierlei Weise geschehen: durch Riemen, durch Seile oder, wie in Abb. 10 dargestellt, unmittelbar durch Zahnräder. Im letzteren Falle, den besonders die Maschinenfabrik Buckau ausführt, baut diese in das Motorritzel zur Sicherung gegen Zahnbrüche eine Federkupplung ein. Der Standort des Hauptmotors richtet sich ganz nach den räumlichen Verhältnissen des Baggers.

Während der alte Lübecker Typ, wie bereits erwähnt, den Fahrantrieb vom Turasvorgelege abnimmt, eine Anordnung, die vielfach dem unmittelbaren elektrischen Einzelantrieb auf der Baustelle vorgezogen wird, sind alle neueren Bagger mit einem oder zwei Fahrmotoren von 25 bis 30 PS ausgerüstet. Auch diese Motoren sind von normaler offener

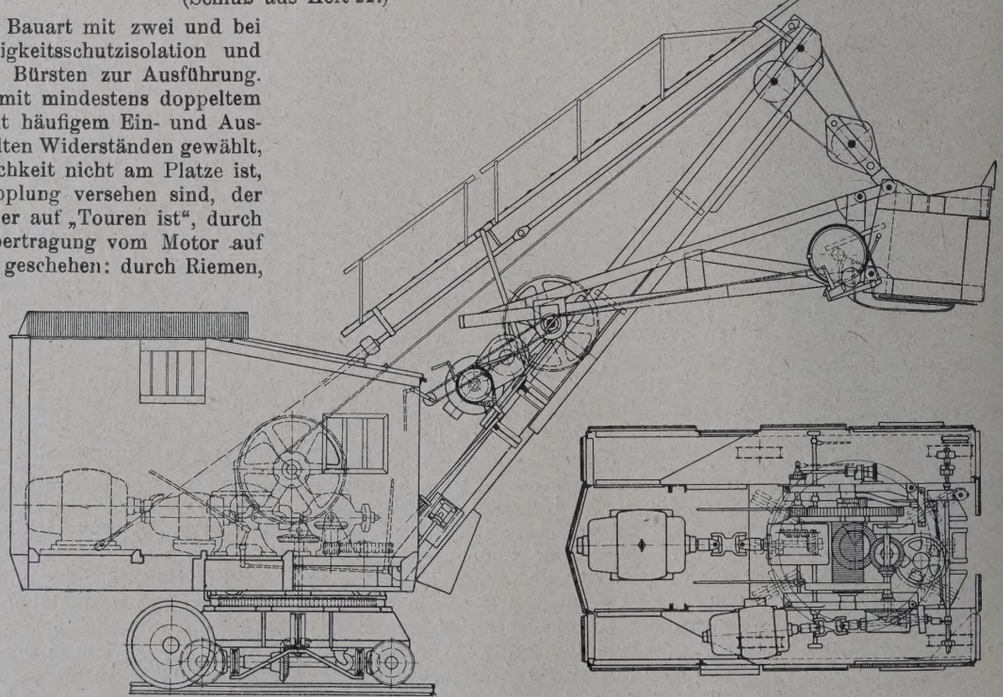


Abb. 11. Drei-Motoren-Löffelbagger von Menck & Hambrock.

Bauart mit zwei Lagern, Feuchtigkeitsschutzisolation und Schleifringanker mit dauernd aufliegenden Bürsten. Bei sehr großen Geräten, deren Hauptmotor mit 2000 oder 3000 V arbeitet, kommt es unter Umständen vor, daß Fahr- und Kompressormotoren vom Lichttransformator mitgespeist werden. Dann ist dieser entsprechend groß vorzusehen. Der Anlasser ist als Reversierkontroller für das $2^1/_2$fache des normalen Drehmoments mit Drehzahlregelung um mindestens 30 % nach unten für Drehstrom auszuführen. Bei Gleichstrom wird die Drehzahl nach oben selbstverständlich durch Veränderung des Nebenschlusses geregelt. Besondere Sorgfalt ist der Wahl dieses Kontrollers zuzuwenden; denn hier muß stets unter Last, unter Umständen sogar unter Überbelastung angefahren werden. Da jeder Bagger mit zwei Führerständen, auf deren bequeme Verbindungsmöglichkeit Wert zu legen ist, ausgerüstet wird, müssen Haupt- und Fahrmotor (die Winde wird gesondert angetrieben) von beiden Stellen aus gesteuert werden können. Hierzu wird die Achse des Hauptkontrollers nach oben oder unten verlängert und durch Kegelrädergetriebe und Handrad der Kontroller auch vom zweiten Stand aus bedienbar gemacht. Der Fahrkontroller wird gewöhnlich doppelt angeliefert. Durch eine umsteckbare Kurbel oder Handrad sichert man sich gegen gleichzeitiges Schalten von beiden Seiten. Ein Bremsmagnet zum Lüften der Fahrwerkbremse vervollständigt den Fahrantrieb.

Die Schaltanlage für einen derartigen Bagger gestaltet sich bis 500 V nur elementar. Von dem Stromabnehmer geht die Leitung nach einer einfachen Verteilungstafel, von dort jeweilig über einen Schaltkasten nach den Haupt-, Fahr- und Kompressormotoren. Hierzu kommen die erforderlichen Verbindungsleitungen zwischen den Rotoren und den zugehörigen Anlassern. Der Schaltkasten des Hauptmotors ist mit Hebelschalter mit Maximal- sowie Nullspannungsauslösung, Strom- und Spannungsmesser versehen. Die gleichen Meßinstrumente müssen in dem zweiten Bedienungsstand vorhanden sein. Für den Fahrmotor genügen Schalter, Maximalautomat und Amperemeter, beim Kompressormotor tun es Sicherungen auch. Alle Leitungen werden besonders bei häufiger Demontage zweckmäßig als Panzerader verlegt.

Besondere Beachtung beanspruchen, wenigstens für den Baubetrieb, die Bagger, die sowohl für Dampf- wie elektrischen Betrieb geeignet sind. In Frage kommen nur die großen von 250 l Eimer-

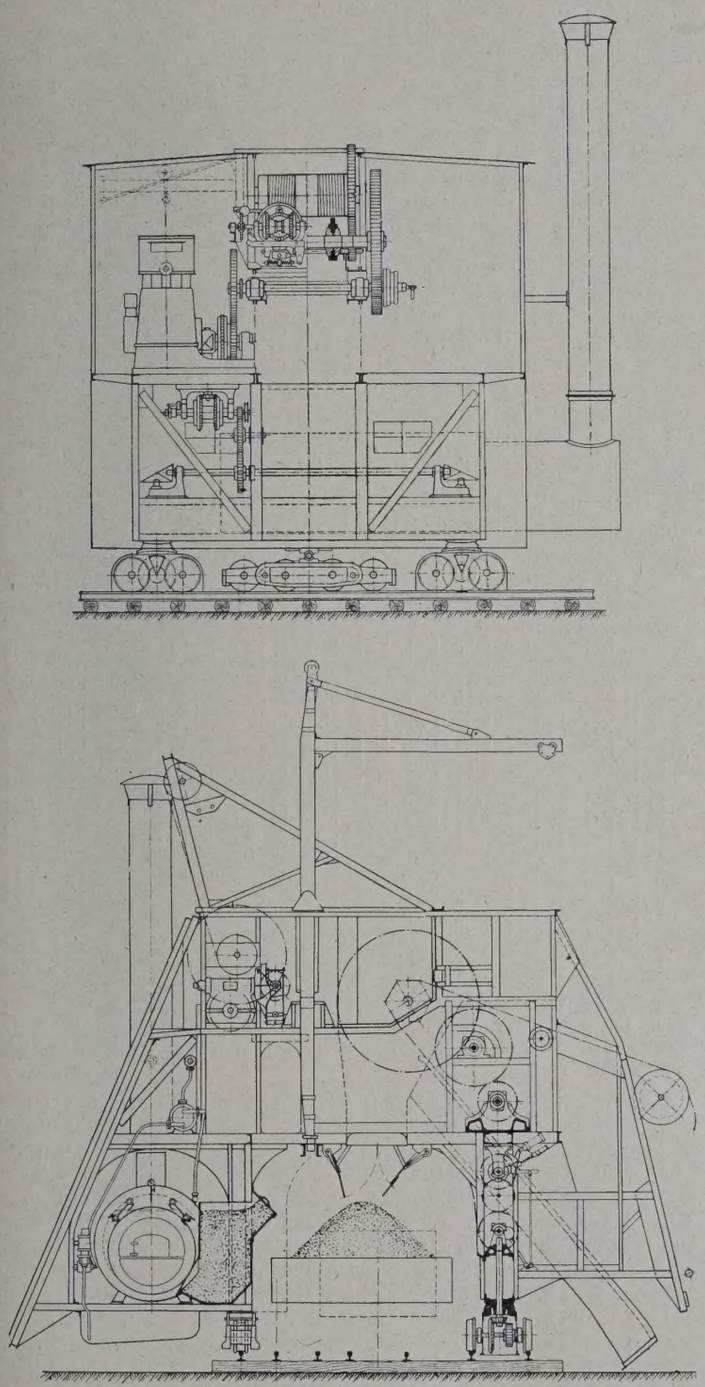


Abb. 10. Eimerkettentrockenbagger der Maschinenfabrik Buckau A.-G., Ritzelantrieb.

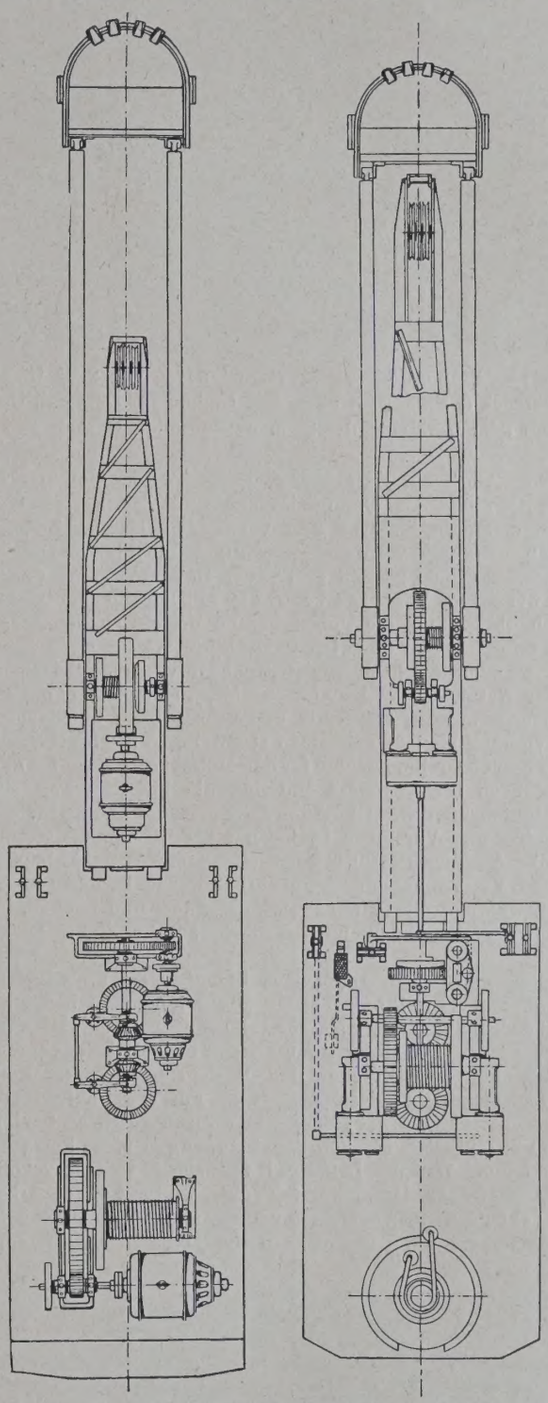


Abb. 12. Dampf- und Drei-Motoren-Elektro-Löffelbagger von Orenstein & Koppel A.-G.

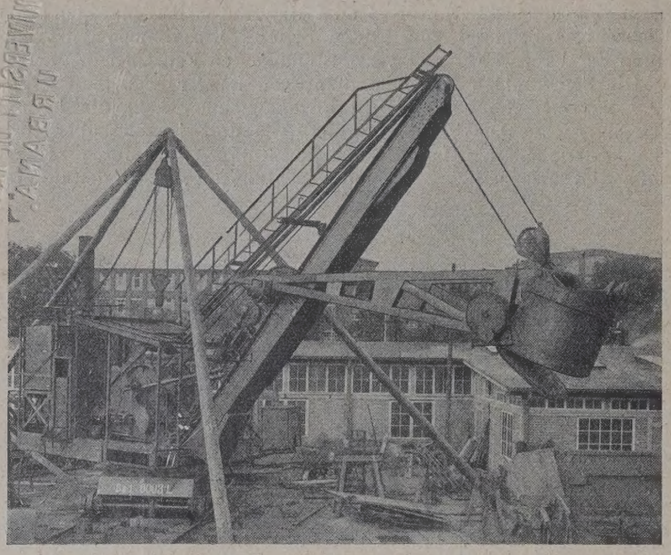


Abb. 13. Einmotoren-Elektro-Löffelbagger von 2 m³ Inhalt von Menck & Hambrock nach dem Umbau für Dampfantrieb auf dem Gerätehof der Siemens-Bauunion G. m. b. H.

inhalt an. Allgemein darf gesagt werden, daß alle Dampfbagger nach Entfernung der Dampfmaschine und des Kessels sich ohne Schwierigkeiten in Elektrobagger verwandeln lassen. Bedingung ist nur, daß man von vornherein das durch die höhere Drehzahl des Motors 500 und 600 gegenüber 120 der Dampfmaschine erforderliche anders übersetzte Vorgelege bezw. die Antriebteile für das Fahrwerk mitbeschafft und für die Unterbringung des durch den Wegfall des Kessels erforderlichen erhöhten Gegengewichtes sorgt.

Ganz anders als beim Eimerkettenbagger, dessen Betriebsweise ja nach der Natur der Sache eine stetige, gleichmäßige ohne sonderliche Überlastung ist, liegen die Verhältnisse beim Löffelbagger. Der Arbeitsvorgang bedingt hier einen stoßweisen, unterbrochenen Betrieb mit sehr großen Drehmomenten für den Motor beim Anlaufen und hohen Überlastungen bei schwerem Material, die bis zum Festbeißen des Löffels führen können. Die Anforderungen, die hier an die den Löffel beim Heben und Vorstoßen bedienende elektrische Anlage, und zwar Motor und Anlasser gestellt werden, sind demnach ungewöhnlich hohe. Hub- und Vorstoßmaschinerie bedürfen daher besonderer Aufmerksamkeit, während die Betriebsweise des Fahr- und Drehmechanismus sich von der eines gewöhnlichen fahrbaren Drehkranes kaum unterscheidet.

Die normale Ausrüstung eines Löffelbaggers geschieht mit drei Motoren (Abb. 11 u. 12), wobei ein Motor für das Heben des Löffels, einer für das Vorstoßen und einer für das Fahren und Schwenken verwendet wird. Die Motoren müssen mit Feuchtigkeitsschutzisolation, besonders kräftigen Bürsten und Schleifringen bezw. Kollektoren sowie Lagerschildern ausgerüstet sein. Für etwa auftretende Überlastungen beläßt man bei jedem Motor einen gewissen Schlüpfwiderstand im Stromkreise, der von dem Steuerorgan nicht kurzgeschlossen werden kann. Will der Löffel sich festbeißen, so tritt schon vorher ein nennenswerter Drehzahlabfall ein, wodurch die Arbeitsweise gerade bei auftretender Belastung verlangsamt wird. Höhere Materialbeanspruchungen können also auch erst allmählich eintreten, zudem

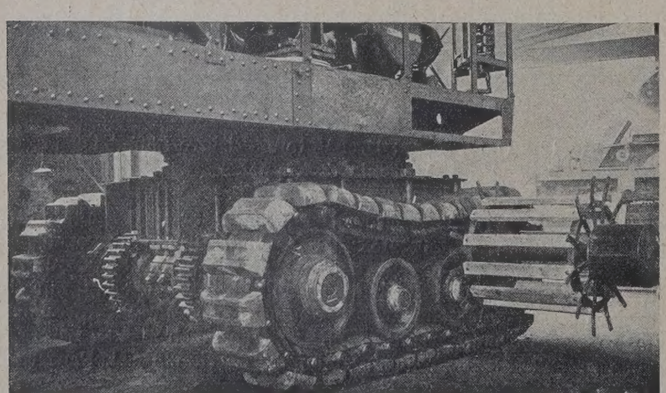


Abb. 14. Elektro-Löffelbagger. Stromzuführung durch Kabel auf Kabeltrommel.

wird der Baggerführer dadurch rechtzeitig auf die Überlastung aufmerksam gemacht, und hat Zeit genug, Gegenmaßregeln, vor allen Dingen durch Zurückziehen des Löffels aus der Wand, zu ergreifen. Immerhin läßt es sich nicht vermeiden, daß der Löffel sich festbeißt. Die Motoren müssen daher für kurze Zeit, etwa zwei Minuten, dies aushalten können. Die Anlaß- und Schaltapparate sowie Widerstände sind in besonders schwerer Ausführung zu verwenden. Es hat sich gezeigt, daß gerade die Erschütterungen des Löffelbaggerbetriebes es sind, die diese Apparate am meisten beanspruchen. Normale Ausführungen sind hierfür völlig ungeeignet. Schrauben, Bolzen, Federn usw. lösen sich, Betriebsstörungen wären daher an der Tagesordnung. Der einzige Schutz ist hier ein nicht auf dem Bagger befindlicher Maximalautomat mit Nullspannungsauslösung zur Sicherung des ganzen Baggerbetriebes.

In neuerer Zeit hat die Firma Menck & Hambrock für Bauunternehmer einen 2-m³-Löffelbagger auf den Markt gebracht, der einen raschen Umbau vom elektrischen in Dampfbetrieb gestatten soll (Abb. 13). Dieser Einmotoren-Löffelbagger ist mit nur einem Motor von 100 kW ausgerüstet, der an die Stelle des Kessels tritt. Es ist klar, daß durch das wesentlich umständlichere mechanische Getriebe — es müssen ja alle Bewegungen von diesem Motor abgenommen werden — hier eine große Gefahrenstelle für den Betrieb vorliegt. Beim Dreimotoren-Löffelbagger werden alle Bewegungen bis auf das getrennte Fahren und Schwenken durch die Kontroller vorgenommen. Da die Betätigung mechanischer Kupplungen, Wendegetriebe usw. zudem einen höheren Energieaufwand für das Bedienungspersonal als die elektrischen Kontroller bedeutet, muß mit einer raschen Ermüdung der Löffelbaggerführer für derartige Geräte gerechnet werden.

Über die Wahl der Spannung gilt auch hier das bereits beim Eimerkettenbagger Gesagte. Da aber der Löffelbagger keine großen Wege zurücklegt, und dementsprechend die Entfernung vom Speisepunkt bis zum Gerät kurz gehalten werden kann, ist der 2-m³-Löffel-

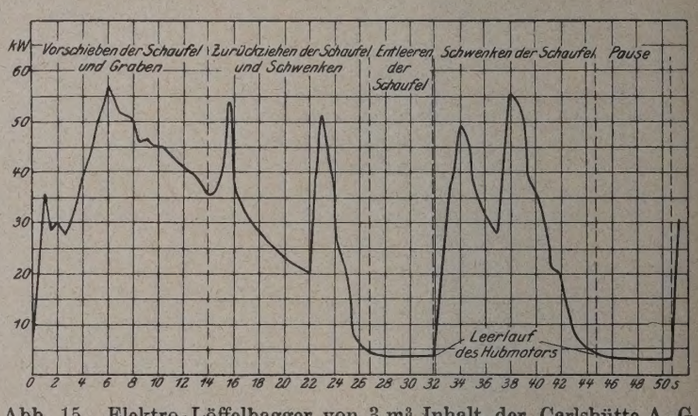


Abb. 15. Elektro-Löffelbagger von 3 m³ Inhalt der Carlshütte A.-G. Leistungsdiagramm eines Löffelspiels.

bagger ohne weiteres noch mit 380-V-Drehstrom ausrüstbar. Der Strom wird nicht durch Schleifleitungen, sondern stets durch Kabel zugeführt, die auf einer kleinen Trommel am Unterwagen des Baggers aufgewickelt werden (Abb. 14).

Bei größeren Leistungen oder bei der Unmöglichkeit, die Speiseleitung kurz genug halten zu können, so daß die Spannungsabfälle, die gerade hier bei den stoßweisen, wie Abb. 15 zeigt, außerordentlich hoch gehenden Belastungen recht bedeutend werden und unter Umständen zu einem Stehenbleiben des Baggers führen, muß man auch beim Löffelbagger Hochspannung verwenden. Abb. 16 zeigt ein derartiges Gerät mit 4 m³ Löffelinhalt in einem Steinbruch beim Bau der Schwarzenbachtalsperre in Forbach i. Baden, die von der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin, ausgeführt wird.[1]) Um welche Energiemengen es sich teilweise handelt, ist aus der Windekraft des Löffels, die 45 000 kg beträgt, zu entnehmen. Der Bagger wiegt 180 t und ist von Menck & Hambrock gebaut; er stellt zurzeit den größten Löffelbagger in Deutschland dar. Als Betriebspannung wurde Drehstrom von 3000 V gewählt. Die drei von SSW gelieferten Hauptmotoren haben Stundenleistungen für das Hubwerk von 185 kW, für das Dreh- und Fahrwerk 125 kW, und für das Vorschubwerk des Löffelstieles 74 kW. Alle drei Motoren sind während 20 Minuten mit 25%, während 10 Minuten mit 50% und während 2 Minuten mit 100% überlastbar. Außer diesen drei Motoren ist noch ein Motor von 1,5 kW für eine Druckluftanlage und ein Motor von 1 kW für eine Druckwasserpumpe vorhanden, die mit 220 V Drehstrom an einem Hilfstransformator

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 11, S. 123.

liegen, der auch die Beleuchtungsanlage speist. Alle Motoren mit Ausnahme des Motors für die Druckwasserpumpe sind offener Bauart. Der Stator der Hochspannungsmotoren wird durch Schütze mit Schutzwiderstand geschaltet, deren Spannungsspulen an dem bereits oben genannten Hilfstransformator liegen. Die Kontakte dieser Schütze, also der Ersatz für den bei Hochspannung erforderlichen Drehschalter, liegen unter Öl. Auch die Umkehrung der Drehrichtung beim Dreh- und Fahrmotor und beim Vorschubmotor wird elektrisch geschaltet. Die Rotorschaltung geschieht durch besonders kräftig ausgebildete Steuerapparate, die auch gleichzeitig zum Schalten der Spulen der Statorschütze dienen. Der Stator wird also zwangläufig mit den Rotoren ein- und ausgeschaltet. Um ein genaues Arbeiten der Steuerapparate zu erreichen und eine Ermüdung des Führers durch die Bedienung der verhältnismäßig schweren Walzen zu vermeiden, werden diese durch Druckluft bewegt. Als Hauptschalter dienen ein Hochspannungs-Ölschaltkasten mit Überstrom- und Spannungsrückgangsauslöser. Letzterer spricht bei etwa 50 % Spannungsabfall an und trennt die gesamte elektrische Anlage des Baggers selbsttätig vom Netz. Die 3000-V-Hochspannungsleitung geht bis dicht an die Arbeitsstelle des Baggers bis zu einem Endmast, der mit einem Masttrennschalter versehen ist, heran. Von diesem Mast führt ein biegsames Hochspannungskabel von 3×25^2 Querschnitt und 100 m Länge bis zum Kabelkasten des Unterwagens. Eine besondere Kabeltrommel ist hier mit Rücksicht auf die nur sehr langsamen und seltenen Standortveränderungen des Baggers nicht vorgesehen.

Wie stellen sich nun die wirtschaftlichen Ergebnisse beim elektrischen Baggerbetrieb gegenüber Dampf? Der normale Eimerkettenbagger erfordert etwa 1,5 bis 2 kg Kohle bei Dampfantrieb für Lösen und Laden gegenüber 0,4 kWh bei elektrischem Betrieb. Beim Löffelbagger ist das entsprechende Verhältnis 2 bis 2,5 kg : 0,4 kWh. Man darf also sagen, daß der elektrische Baggerbetrieb, abgesehen von dem Wegfall des Wasser- und Kohlenantransportes, der Personalersparnis durch den fehlenden Heizer usw. von einem Strompreise von 3,75 kg/kWh an bereits wirtschaftlich wird. Dabei sind nicht in Rechnung gesetzt die Vorteile, die in der unbegrenzten Kraftreserve einer Überlandanlage, in der steten Betriebsbereitschaft, in der reinlichen Arbeitsweise usw. liegen. Wie bedeutend alle diese Vorteile zu veranschlagen sind, mag aus dem Umstande geschlossen werden,

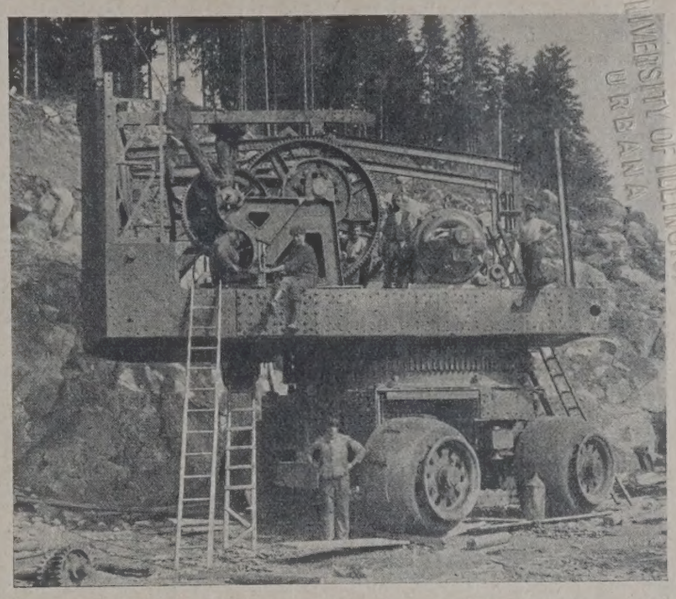


Abb. 16. Elektro-Löffelbagger von 4 m³ Inhalt von Menck & Hambrock, Hamburg, auf der Baustelle Schwarzenbachtalsperre der Siemens-Bauunion G. m. b. H.

daß nach den kurz zuvor in Meitingen am Lech gesammelten Erfahrungen man sich auf einer Baustelle, wo elektrischer Strom anfänglich nicht zur Verfügung stand, entschloß, eine eigene Baukraftanlage von vier Lokomobilen mit Drehstrom-Generatoren zu errichten, um die Eimerkettenbagger elektrisch arbeiten lassen zu können. Die Erfolge waren so günstig, daß der Verfasser unter ähnlichen Umständen jederzeit wieder den elektrischen Betrieb dem Antrieb durch Dampf vorziehen würde.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Versuche, die dem Eisenbau noch vonnöten wären.

Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. **Luz David**, Berlin.

Ein amerikanischer Baupolizeibeamter, Burton, hat am Schlusse eines von ihm über diesen Gegenstand gehaltenen Vortrages eine Art Wunschzettel für noch anzustellende Versuche auf dem Gebiete des Eisenbaues gegeben. Nach Eng. News-Rec. 1925, S. 29 hat er sich dahin ausgesprochen, daß folgende Punkte noch immer nicht durch Versuche geklärt seien:

1. Die Frage der zulässigen Größe der freien Stehblechfläche zwischen Aussteifwinkeln bei Blechträgern.

2. Versuche über die Torsionsfestigkeit verschiedener Querschnitte.

3. Beanspruchung von Nieten auf Kopfabreißen (Zugbeanspruchung). Diese solchermaßen beanspruchten Niete werden gelegentlich angewendet trotz des herrschenden Vorurteils gegen diese Ausführungsweise. Burton fand kürzlich bei der Prüfung von einigen sechzig Nietverbindungen, die in sechs verschiedenen Werkstätten hergestellt waren, eine Elastizitätsgrenze von 2400 bis 2800 kg/cm². Die Bruchlast betrug 4200 bis 4500 kg/cm².[1]) Im übrigen waren die Versuchsergebnisse sehr gleichmäßig und zeigten, daß Niete mit genügender Sicherheit auf Zug mit 1125 bis 1270 kg/cm² beansprucht werden dürfen.

4. Elektrisch geschweißte Verbindungen. Die elektrisch geschweißten Konstruktionsverbindungen sind im Begriffe sich einzuführen und werden unter Umständen der Industrie ein wertvolles Hilfsmittel sein. Von Burton untersuchte Schweißverbindungen zeigten sehr gleichmäßige Ergebnisse. Der tatsächlich geschweißte Querschnittsanteil zeigte, auf Zug beansprucht, eine Bruchfestigkeit von rd. 3300 kg/cm².

5. Feuerschutzmaßnahmen für Eisenbauten. Wir haben viele Verfahren der Ummantelung, wovon aber die meisten wahrscheinlich unzweckmäßig sind. Die Versuchsarbeiten sind nur langsam vorangeschritten, weil die Forscher sich auf große und kostspielige Versuche beschränkt haben. Burton ist es möglich gewesen, viele wertvolle Erkenntnisse mit einem nur ganz kleinen Feuerherd zu erreichen.

6. Die Frage des Winddrucks. Unsere Kenntnisse vom Winddruck sind noch immer recht mangelhaft, und es besteht kein Zweifel, daß alljährlich ein großer Teil des Volksvermögens durch die Anordnung überflüssiger Windverbände vergeudet wird. Der erste Schritt, diese Frage zu lösen, wäre, den Winddruck an Gebäudemodellen zu verfolgen. Dies könnte im Windtunnel geschehen, und es ist zu hoffen, daß das Massachusetts Institute of Technology schon innerhalb dieses Jahres einige Versuche darüber aufnehmen wird.

Die vorstehend angeführten Punkte betreffen nur wenige von den vielen noch ausstehenden Versuchen. Der Vortragende glaubt, daß es im eigensten und größten Interesse der Industrie läge, wenn sie forderte, daß hierfür und auch für andere Forschungen die notwendigen Mittel bewilligt würden.

Soweit der Bericht über Burtons Ausführungen. —

Auch bei uns wäre wohl für die unter 1 genannten Versuche großes Interesse vorhanden, denn welcher Eisenkonstrukteur kämpfte nicht stets mit sich einen harten Kampf, so oft die Frage der Abstände der Aussteifwinkel (zumal bei hohen Blechträgern) brennend wird! Bei den hierfür anzustellenden Versuchen müßte füglich auch der Kastenquerschnitt zu seinem Rechte kommen, wobei auch des sonst nur schwer zu fassenden Einflusses von innenliegenden Queraussteifungen zu gedenken wäre. Eine vorzügliche theoretische Behandlung dieses so gearteten Problems findet sich in dem neuen Buche von Fr. Bleich, „Theorie und Berechnung eiserner Brücken".

Die unter 2 angeführten Torsionsversuche sind wohl gegenwärtig nicht allzu dringend für den Eisenbau. Einmal, weil die Torsionsbeanspruchung an sich im Verhältnis zu den übrigen Inanspruchnahmen im Eisenbau ziemlich selten ist, ferner, weil wir uns mit dem bisher Erworbenen vorläufig zufrieden geben dürfen. A. Föppls Versuche[2]) haben seine früheren theoretischen Untersuchungen im wesentlichen bestätigt, es ergab sich nämlich die Größe des Drillungswiderstandes zu:

$$J_d = \mu \cdot \frac{1}{3} \cdot \Sigma\, h\, \delta^3,$$

[1]) Leider ist nicht gesagt, ob es sich um gewöhnliches oder um hochwertiges Nietmaterial handelte.

[2]) Versuche über die Verdrehungsfestigkeit der Walzeisenträger, Sitzungsber. d. bayer. Akad. d. Wiss. 1921.

wobei h und δ bekanntlich die Höhen und Breiten des in einzelne Rechtecke zerlegten C-, I- oder L-Querschnitts bedeuten. Der Beiwert μ ergab sich nun aus den Versuchen

für den I-Querschnitt $\mu =$ rd. 1,3,
„ „ C- „ $\mu =$ „ 1,1.

Für die rein praktischen Erfordernisse des Eisenbaues reichen diese Versuche vollkommen aus.

Bemerkenswert sind die unter 3 genannten Versuche Burtons, nämlich über den Widerstand von Nietverbindungen gegen Kopfabreißen. Indessen wäre hierzu folgendes zu sagen: Von vornherein müssen wir streng unterscheiden zwischen Nieten mit geringen Bolzenlängen im Verhältnis zu ihrem Durchmesser, die ohne Zweifel gegen Kopfabreißen lange nicht so empfindlich sind, wie wir bislang anzunehmen pflegen, und solchen Nieten, die in starken, dicken Lamellenpaketen sitzen. Die letzteren Niete, wenn z. B. mit Druckwasser-Nietpressen geschlagen, sind außerordentlich empfindlich auch gegen nur geringe Beanspruchung auf Kopfabreißen. Es hängt dies eben damit zusammen, daß das bekanntlich von der Nietpresse stark gestauchte und sehr schnell gepreßte Niet im Schaft große Temperaturspannungen und demzufolge im Kopf auch dauernde Biegungsspannungen zu erleiden hat. Günstiger liegen die Verhältnisse bei der zweiten Art der Nietherstellung, nämlich der Handnietung. Hierbei ist die Stauchung nicht so groß wie vorhin und die Zeitdauer der Herstellung länger. Zwischen Nietpresse und Handnietung liegt die Nietung mittels Drucklufthammers. — Trotz der durchaus wertvollen Versuche Burtons (leider sind von ihm die Nietabmessungen nicht angegeben) möchte man nur wünschen, daß in unseren Eisenbauten die Beanspruchung der Niete auf Zug unterbliebe, weil sie dem Wesen des Nietes zuwiderläuft.

Zu Punkt 4. Die von Burton angestellten Zugversuche über Schweißverbindungen mit einer Bruchlast von 3300 kg/cm² bestätigen durchaus die Richtigkeit unserer deutschen Versuchsergebnisse[3]), die bei überlappten Schweißungen 2800 bis 3920 kg/cm² Zugfestigkeit ergaben, das wären 67 bis 87 % der Blechfestigkeit.

[3]) Stahl u. Eisen 1922, Versuche von Diegel und Dr. Neese. Siehe auch Bauingenieur 1924, S. 636.

Wichtiger als weitere umfangreiche Schweißversuche wäre für uns z. B. wohl die Frage der Wirkung steifer Eisenprofile im Verbundbau, die, obgleich an sich scheinbar mehr eine Frage des Verbundbaues, durchaus bedeutungsvoll auch für den Eisenhochbau ist. Es fehlen nämlich bisher maßgebende, systematische Versuche über das Verhalten von Profileisen (z. B. I-Trägern), die in Massivdecken eingebaut sind. I-Eisen in gestelzten Steineisendecken, zumal in geeigneter Weise ganz in Beton eingebettet, lassen in Verbindung mit der Steinplatte eine größere Tragfähigkeit und kleinere Formänderung mit Sicherheit erwarten. Versuche hierüber sind erforderlich und dringend zu empfehlen, da es sich hierbei um eine wirtschaftliche Frage erster Ordnung handelt.

Im Punkte 5 wird man Burton zustimmen müssen; die Ummantelungsfrage spielt namentlich im Wolkenkratzerbau eine erhebliche Rolle; für uns in Deutschland ist dieser Punkt jedoch von geringerer Bedeutung als die letzte, unter 6 angeregte Frage der Versuche über die Windbeanspruchung unserer Eisenbauten, insbesondere auch der genauen Erforschung der spezifischen Winddrucksungen an verschiedenen Stellen des Bauwerks. Es liegen von den Amerikanern (Smith 1912 u. 1913) und von den Franzosen (Eiffel 1914) gute Versuche vor. Während der erstere Gebäudemodelle im natürlichen Wind untersuchte, beschränkte sich Eiffel auf das Anblasen kleinerer Modelle im Windtunnel. Welche von diesen Versuchsarten die zweckmäßigere ist, mag dahingestellt bleiben. Sicher jedoch ist, daß am wirklichen Bauwerk selbst die Winduntersuchungen mit Hilfe von registrierenden Apparaten sehr zur Erkenntnis des Wesentlichen beitragen würde. Freilich müßte die Versuchshalle völlig frei stehen und viele Meßstellen aufweisen.

Die Winddruckfrage ist aber nicht etwa allein eine Hauptfrage für den Eisenbau, sondern sie geht in gleichem Maße den Eisenbetonbau und Holzbau an. Dies umsomehr, als es sich nicht nur um Ersparnisse in den Binderkonstruktionen allein, sondern auch in der Gründung handeln kann.

Möchte das gesamte Hochbauwesen sich im Eisenbau, Eisenbetonbau und Holzbau zusammenschließen und nunmehr mit vereinten Kräften und Mitteln an solche grundlegenden Versuchsfragen herantreten.

Alle Rechte vorbehalten.

Weiteres über die Hudson-Brücke in New York.

Auf die im Heft 22 veröffentlichten Äußerungen des Herrn Dr.-Ing. Theimer sendet Herr Prof. Dr.-Ing. W. Schachenmeier uns folgende Erwiderung:

Obgleich die Herren Dr. Lindenthal und Dr. Theimer nichts Gutes an meinem Entwurf finden, freue ich mich über ihre Eröffnung einer sachlichen Aussprache, die der Lösung der großen Aufgabe vielleicht förderlich sein wird.

Zunächst möchte ich betonen, daß ich nie daran gedacht habe, wie mir Herr Dr. Theimer zutraut, „daß der Bau der Hudson-Brücke durch den Mangel an geeigneten Plänen verzögert werde", vielmehr sind mir die wahren Ursachen der Verzögerung wohl bekannt. Auch war ich mir bewußt, daß ein von außen kommender Vorschlag im Lande selbst jedenfalls nicht gern gesehen werden wird. Dies durfte mich aber nicht abhalten, einen Vorschlag bekanntzugeben, den ich auf Grund eingehenden Studiums für eine Verbesserung der bisherigen Entwürfe halte; und zwar mußte dies geschehen, solange es noch Zeit ist. Mein Entwurf ist eine Studie über außergewöhnlich große Hängebrücken überhaupt, die, um mit tatsächlichen Verhältnissen arbeiten zu können, sich die Überbrückung des Hudson als Beispiel gewählt hat. Ich hätte ebensogut die Golden-Gate-Brücke bei San Francisco, oder eine Bosporus-Brücke bei Konstantinopel wählen können. Jedenfalls ist der eigentliche Wert, den ich meiner Arbeit vom 16. September 1924 zu geben bemüht war, ganz unabhängig davon, ob der Brückenentwurf für die örtlichen Verhältnisse von New York vollkommen paßt oder nicht. Wie sich im folgenden zeigen wird, ist aber diese Bedingung gar nicht schlecht erfüllt.

Spannweiten. Die Gesamtlänge des Lindenthalschen Entwurfs zwischen den Widerlagern beträgt nach der neuesten mir bekannt gewordenen Veröffentlichung[1]) 6540'. Um ein rundes Maß in Metern zu erhalten, habe ich es auf 6561' = 2000 m, also um 21' = 6 m vergrößert! Dies ist nicht der Rede wert, namentlich wenn man bedenkt, daß Lindenthal selbst im Laufe der Jahre die Gesamtlänge seiner Brücke mehrmals um weit größere Beträge geändert hat. Die Hauptsache ist doch wohl die Einhaltung der Fluchten der Uferbebauung, welche Bedingung in meinem Entwurf erfüllt ist, oder sich doch leicht erfüllen läßt.

Dagegen kann die Stellung der beiden ganz im Wasser stehenden Strompfeiler unmöglich von örtlichen Bebauungsverhältnissen abhängig sein. Die Verhältnisse des Untergrundes aber werden sogar günstiger, d. h. man erreicht den tragfähigen Fels in geringerer Tiefe, wenn man die Strompfeiler gegen die Ufer verschiebt. Da nun gleichzeitig gewichtige statische Gründe des von mir gewählten Systems nach einer Verkleinerung der Außenöffnungen und Vergrößerung der Mittelöffnung drängten, so war es notwendig, mit der Pfeilerstellung vom Lindenthalschen Entwurf stark abzuweichen. Wenn dieser noch im Jahre 1921[2]) außer den beiden Strompfeilern in der Mitte jeder Außenöffnung eine Pendelstütze anbringen durfte, dann kann die Strombauverwaltung gegen die von mir vorgeschlagene Verschiebung der Pfeiler unmöglich etwas haben. Die Theimerschen Einwände in diesem Punkt sind somit widerlegt.

Fahrbahnen. Ich war mir bewußt, mit den vier übereinanderliegenden Fahrbahnen zunächst einem „Unmöglich" zu begegnen. Doch habe ich mir die Ausführungsmöglichkeiten eingehend überlegt, wenn sie auch in der Veröffentlichung, als nicht unmittelbar zur Brücke gehörig, weggelassen sind. Der Vorschlag beruht auf folgendem Gedanken: Auf dem östlichen Ufer sollen die Zufahrten der Eisenbahngleise durchweg als zweistöckige Hochbahnen ausgebildet werden. Einer der größten Bahnhöfe im Herzen New Yorks ist, wenn ich recht unterrichtet bin, schon jetzt nahezu vollständig zweistöckig ausgebaut. Warum sollte man nicht die erforderlichen Gleise innerhalb des Stadtgebietes bis zur Brücke und über diese hinweg gleich zweistöckig weiterführen? So gut es Lindenthal möglich ist, die unterste Brückenfahrbahn zu erklimmen, ebensogut ist es mit obigem Vorschlage möglich, die unterste und die zweite Fahrbahn bei gleicher Steigung und gleicher Längenentwicklung zu erreichen. Ich gewinne dadurch sogar noch den wesentlichen Vorteil, daß ich nicht für zwölf, sondern nur für sechs nebeneinanderliegende Gleise Gelände in Anspruch nehme. Wenn ich auch nicht wie Dr. Theimer gleich angeben kann, wieviel Millionen Dollar dies ausmacht, so halte ich ihn doch in diesem Punkte mit seinen eigenen Waffen für geschlagen.

Die Zufahrtrampen der Straßen der dritten und vierten Fahrbahn denke ich mir in Form einer Schraubenfläche von zwei bis drei ganzen Windungen bei etwa 30 m Halbmesser, vergleichbar einer Wendeltreppe, vielleicht in Eisenbetonkonstruktion. Es gibt hier kein „Unmöglich", wo es sich um die Lösung einer einzig dastehenden Aufgabe handelt, und wo im Zusammenhange mit dem Brückenbau

[1]) Vergl. D. B. Steinman: „Suspension Bridges" 1922, S. 111, Abb. 41.

[2]) Vergl. Scientific American 1921, Vol. 74, Nr. 17, Abb. S. 324.

sich jedenfalls eine vollständige Umwälzung der New Yorker Verkehrsverhältnisse vollziehen muß. Irgend eine wirtschaftliche Lösung der Zufahrten zur Brücke muß sich finden lassen. An die in der Theimerschen Profilskizze dargestellte Lösung mit Sperrung wichtigster Straßenzüge habe ich allerdings nie gedacht!

Auf dem westlichen Ufer liegen die Verhältnisse wesentlich günstiger. Hier wird man vielleicht mit Tunneln oder Einschnitten zum Ziele kommen. Das „Unausführbar" halte ich auch in diesem Punkte für widerlegt.

Dagegen lasse ich die Einwände gegen die Zerlegung der einzigen Straßenfahrbahn in mehrere, sowie gegen schlechte Lüftung des dritten Stockwerks gelten, halte sie aber nicht für ausschlaggebend. Es ist sogar anzunehmen, daß die Sicherheit des Autoverkehrs erhöht würde, wenn man die außerordentlich große Straßenbreite Lindenthals unterteilen und die Lastautos von den Personenautos trennen würde, wie es nach meinem Entwurf leicht möglich ist. Mein Bedenken gegen den Lindenthalschen Brückenquerschnitt wegen der Rauchgase bei Dampfbetrieb ist nach der Erklärung Dr. Theimers natürlich hinfällig.

Versteifungsträger und Tragkabel. Wenn mir Dr. Theimer zwischen den Zeilen den Rat gibt, doch erst einmal die Theorie der versteiften Hängebrücke, und zwar aus den „Transactions" zu studieren, so erwidere ich darauf, daß ich bei Engeßer, Müller-Breslau und Melan in die Lehre gegangen bin, aus deren Veröffentlichungen unmittelbar oder mittelbar die ganze Welt gelernt hat. Bei aller Hochachtung vor den Leistungen der amerikanischen Ingenieure, worin sie uns Vorbild sind: in der Theorie des Brückenbaues habe ich nichts von ihnen zu lernen. Und so hätte ich, auch wenn ich die Abhandlung von Morison früher gekannt hätte, meinen Entwurf nicht anders gemacht, als er ist, eben auf Grund eigener Untersuchungen, deren Ergebnisse mir bestätigt werden durch unabhängige Untersuchungen meines amerikanischen Kollegen Dr. Steinman.

Der Gerberträger ist übrigens nicht nur aus statischen Gründen, sondern auch aus rein praktisch-konstruktiven Erwägungen dem durchlaufenden („kontinuierlichen") Träger vorzuziehen, was ich nur durch einige Stichworte andeuten möchte: Erforderliche Spielräume für die Lagerverschiebungen infolge Temperaturänderungen im einen und im andern Falle; Wegfall des verschieblichen Lagers auf dem Strompfeiler beim Gerberträger.

Dr. Lindenthal scheint den zuerst gerühmten Morisonschen Vorschlag letzten Endes doch zu verwerfen. Das gleiche tue auch ich, nachdem ich diesen genauer kenne, und bin jetzt nur noch mehr darin bestärkt, daß die einzelnen Seile unbedingt in einem Stück über die beiden Pylonen hinweg von Widerlager zu Widerlager reichen müssen. Und nochmals sage ich: hier gibt es kein „Unmöglich". Selbst wenn die Kabelfabrik wirklich nicht in unmittelbarer Nähe der Brückenbaustelle errichtet werden könnte, dann kann sie doch sicher an einem Platze am Ufer des Hudson gebaut werden, der auf dem Wasserwege erreichbar ist. Daher fallen alle Einschränkungen durch den Eisenbahntransport weg.

Die Bemerkungen über die Biegungsspannungen im Kabel über den Pylonen, sowie das zur Abhilfe erwähnte Mittel halte ich für oberflächlich und unrichtig. Zunächst: was heißt denn eigentlich „eine Verbiegung um einen Grad" oder um „zwei Grad"? Ohne Angabe der Bogenlänge, zu der diese Winkeländerung gehören soll, hat die erwähnte Ausdrucksweise keinen Sinn. Bekanntlich wird das Moment der inneren Spannungen bei der Biegung gemessen durch den Unterschied im Krümmungsmaß an einer bestimmten Stelle vor und nach der Biegung: $\frac{M}{EJ} = \left(\frac{1}{\varrho} - \frac{1}{r}\right)$.

Die Krümmungsänderung im Kabel ist aber (in sehr guter Annäherung) dieselbe wie diejenige im Versteifungsträger, weil beide durch die Hängestangen miteinander gekoppelt sind. Hierin beruht ja gerade die Wirksamkeit des Versteifungsträgers, daß er seine Steifigkeit dem Kabel leiht. An der Pylone nun geht der Versteifungsträger meines Entwurfs ohne Gelenk durch, die Verbiegungen des Kabels sind also nicht größer als diejenigen in dem 36 m hohen Versteifungsträger! Es ist daher ein krasser Irrtum, dem Kabel am Pylonenkopf besonders große Biegungsspannungen zuzuschreiben. Diese sind nicht größer als die sogenannten Neben- oder Zwängungsspannungen in den Gurtungen des Versteifungsträgers. Die einzigen Stellen, wo die Biegung des Kabels bedenklich werden könnte, sind die Punkte unmittelbar über den Gelenken des Gerberträgers. Doch kann hier ohne Schwierigkeit abgeholfen werden. Das „Wie" zu erörtern, ist hier nicht der Ort. —

Die starke Gegnerschaft Lindenthals gegen das Drahtkabel überhaupt richtet sich ja nicht nur gegen meinen Entwurf. Aber die neuesten Ausführungen und Entwürfe einiger hervorragender Hängebrücken geben ihm unrecht. Ich verweise nur auf die Delaware-Brücke in Philadelphia, auf die neuen Verfahren zum Zusammenpressen des Kabelquerschnitts, und auf den Entwurf von Robinson und Steinman für die Sydney-Brücke. Über die Rostgefahr sind die letzgenannten Fachleute ganz anderer Ansicht als Lindenthal; denn sie sagen: „Keine Spur von Rost hat sich jemals in einem mit Stahldraht umwickelten Kabel finden lassen." Ob anderseits die von Lindenthal angestrebte Rostsicherheit seiner Ketten und Türme erreicht wird, ist trotz der Ummantelung sehr fraglich; denn in den Lufträumen der Kettenröhren und der Pylonengehäuse muß sich bei jedem Sinken der Temperatur unter den Taupunkt Wasser an den Eisenteilen niederschlagen, das die Rostbildung mindestens ebenso begünstigt wie Regenwasser. Die fortwährende Erneuerung des Anstrichs aller Teile ist daher auch im Lindenthalschen Entwurf unvermeidlich, vielleicht sogar noch schwieriger und teurer als bei einer Kabelbrücke und bei nicht ummantelten Pylonen.

Windversteifung. Zunächst sei festgestellt, daß der von mir vorgeschlagene Kabelwindverband etwas ganz anderes ist als das, was Dr. Theimer mit „Sturmkabel" bezeichnet, die z. B. unter der Brooklyn-Brücke angebracht sind. Daß letztere niemals wirken können, erklärt sich einfach daraus, daß sie schlaff eingebaut sind, und daß die Steifigkeit der Fahrbahnkonstruktion überwiegt.

Das Hauptbestreben meines Vorschlages dagegen ist, vollkommene statische Klarheit zu schaffen. Die Aufnahme der Windkräfte soll nur durch eine eigene, hierfür besonders befähigte Konstruktion stattfinden, und die Fahrbahn soll konstruktiv so ausgebildet werden, daß sie ausschließlich von lotrechten Kräften beansprucht wird. Bei der amerikanischen Bauart wirken in der Fahrbahn unkontrollierbare Kräfte, für die sie nicht berechnet und nicht konstruiert ist. Darin liegt vielleicht eine Hauptursache dafür, daß, wie Dr. Theimer erwähnt, die Fahrbahnen der andern East-River-Brücken sich als zu leicht konstruiert erwiesen haben.

Daß aber eine so weitgehende Berücksichtigung des Winddrucks wie in meinem Entwurf, „unnötig und überflüssig" sei, ist eine Behauptung, deren Beweis leider nicht anders zu erbringen wäre, als durch den Versuch im natürlichen Maßstabe, d. h. indem man eben auf gut Glück die Brücke ohne ausreichenden Windverband bauen würde. Daß ein solches Experiment recht teuer zu stehen kommen kann, ist klar. Auch kann man selbst nach Ablauf von Jahrzehnten noch nicht sagen, ob es gelungen ist; denn der gegenteilige Fall kann immer noch eintreten. Dabei ist nicht notwendigerweise an eine Zerstörung der Brücke zu denken, es genügt schon die Entstehung von unangenehm fühlbaren, dem Schnellbahnverkehr vielleicht gefährlich werdenden wagerechten Schwingungen, um den Brückenbau für die Öffentlichkeit als einen Mißerfolg zu kennzeichnen.[3])

Wenn man nun für dasselbe Geld eine andere Konstruktion haben kann, die einer bestimmten, meinetwegen übertrieben hohen rechnerischen Windbelastung mit von vornherein feststellbarer Sicherheit gewachsen ist, dann sollte eigentlich kein Zweifel herrschen, welche Konstruktion vorzuziehen ist. Angesichts der Zerstörungen der Wirbelstürme in Nordamerika im März d. J. erscheint jedenfalls eine solche weitgehende Vorsicht vollauf berechtigt. Die bisherigen Erfahrungen an den bestehenden Hängebrücken können nicht ohne weiteres übertragen werden auf eine neue Brücke von mehr als doppelt so großen Abmessungen. Auch stehen diese Erfahrungen keineswegs so klar und unbestritten fest, wie man anzunehmen geneigt ist.

Falls man nur zugibt, daß überhaupt Windkräfte aufzunehmen sind, ohne über deren Größe zu streiten, dann sollte man auch einsehen, daß es zweckmäßig ist, ihnen diejenige Trägerart entgegenzustellen, die sich auch für die lotrechten Lasten bei so großen Stützweiten als die überlegene erwiesen hat, nämlich den Hängeträger. Je größer das Bauwerk, desto wichtiger ist eine möglichst zuverlässige Vorausberechnung des ganzen Kräftespiels. Letztere hat aber wieder zur Voraussetzung eine möglichst vollkommene Klarheit der statischen Wirkungsweise, nicht nur in der Ebene, sondern auch im Raume. Die ganze Geschichte des Eisenbrückenbaues zeigt deutlich eine auf dieses Ziel gerichtete Entwicklungstendenz. Als einen Schritt in dieser Weiterentwicklung nach Klarheit und Einfachheit möchte ich den Vorschlag des Kabelwindverbandes bezeichnen. Von diesem Gesichtspunkte aus betrachtet, bedeutet er eine Verbesserung selbst dann, wenn er sonst gar keine andern Vorteile mit sich bringen würde. Von letzteren möchte ich diesmal nur erwähnen, daß die Brücke beliebig schmal gebaut werden kann, ohne ihre Sicherheit gegen Windkräfte zu verringern, was eine erhebliche Verminderung der Querträgergewichte zur Folge hat. Die ästhetischen Bedenken gegen die seitlich ausladenden Teile hängen ganz vom Beurteiler ab. Ich halte sie nicht für ausschlaggebend und glaube, daß sie im Laufe der Zeit verschwinden würden. Der Einwand, daß durch „das ganze Gewirr von wagerechten und schrägen Kabeln" der aerodynamische Widerstand, mit anderen Worten, der Winddruck auf die Brücke vergrößert

[3]) Siehe hierzu die Kirchenfeldbrücke in Bern, Schweizer. Bauztg. Bd. XXI. S. 137, Bd. XXXIV S. 114.

wird, ist richtig, nimmt sich aber im Munde desjenigen, der sonst den Winddruck bei Hängebrücken überhaupt nahezu ignoriert, denn doch etwas merkwürdig aus.

Gewichte. Den von Dr. Theimer angestellten Vergleich kann ich nicht als beweiskräftig ansehen; denn es werden mit unkontrollierbaren Koeffizienten die Gewichte Morisons vergrößert, und die meinigen verkleinert, um auf gleiche Rechnungsgrundlage zu gelangen. Ein solches Vorgehen ist als Überschlagrechnung durchaus zulässig, aber für ein abschließendes Urteil unbrauchbar. Der kundige Leser wird wissen, wie schwierig es ist, bei solch großen Bauwerken das Eigengewicht zuverlässig voraus zu berechnen, bevor noch nicht alle Einzelpläne vorhanden sind, und wie sehr hier Erfahrungswerte für gewisse Zuschläge eine Rolle spielen. Die Ergebnisse zweier Gewichtsberechnungen sind deshalb nur dann miteinander vergleichbar, wenn letztere wirklich auf gleicher Grundlage und womöglich von ein und demselben Rechner aufgestellt worden sind. Durch solche nachträglichen Umrechnungen, wie sie Dr. Theimer vornimmt, kann man alles und nichts beweisen.

Dagegen kann man, ohne die Endsummen der Gewichte zu kennen, unter Umständen mit Sicherheit überblicken, an welchen Punkten und wieviel annähernd durch gewisse Maßnahmen gespart werden kann. Man könnte dies „relative Gewichtsangaben“ nennen, im Gegensatz zu den „absoluten“ Dr. Theimers. Wenn man beispielsweise an 1 Querträger n t spart, so spart man an den sämtlichen 101 Querträgern $101 \cdot n$ t unter sonst gleichen Verhältnissen. Auf solchen und ähnlichen Überlegungen beruht meine Behauptung, daß die Anwendung des Kabelwindverbandes eine Eisenersparnis von $15\,000 + 7000 = 22\,000$ t gestatte.[4]) Wenn meine Gesamtgewichte aber trotzdem höher wären als diejenigen eines andern Entwurfs, so braucht dies nicht notwendig an meinem System zu liegen, es können auch andere Gründe schuld daran sein. Beispielsweise gibt Dr. Theimer an, daß der Lindenthalsche Querträger, ein ungeheuer klotziger Vierendeelträger von rd. 50 m Stützweite und 72 m Länge, nur 240 t wiege, gegen 400 t nach meiner Nachrechnung, noch obendrein in Kohlenstoffstahl. Aber vielleicht darf ich Herrn Dr. Theimer bitten, mir einmal seine Berechnung auf kurze Zeit zur Verfügung zu stellen. Ich verpflichte mich dann, ihm nachzuweisen, daß und wo sie falsch ist.

Die allgemeinen leitenden Gedanken über die Zusammenhänge von Baustoff, Eigengewicht, Steifigkeit und Dauerhaftigkeit der Brücke usw., wie sie von Dr. Theimer als eigentlich Lindenthals Lehre mitgeteilt werden, scheinen mir längst nicht mehr dem heutigen Stande unserer Erkenntnis in der Baustatik, Festigkeitslehre und Baustoffkunde zu entsprechen. Auch bezweifle ich, daß sich unter den amerikanischen Fachgenossen noch viele Anhänger dieser Lehre befinden. Im Gegensatz dazu leitete mich bei meinem Entwurf der Gedanke, mit möglichst wenig Material eine möglichst hohe Widerstandsfähigkeit gegen die veränderlichen Lasten, insbesondere auch eine große seitliche Steifigkeit zu erreichen. Da in meinem Windträger das Eigengewicht überhaupt keine Spannungen erzeugt, ist der von Lindenthal-Theimer aufgestellte „Index der Steifigkeit und Dauerhaftigkeit“ hier gar nicht anwendbar, und wenn ein anderer Baustoff von gleicher Festigkeit wie Stahl, aber viel geringerem spezifischen Gewicht, z. B. Aluminium, zur Verfügung stände, so würde ich diesem den Vorzug geben.

Zum Schluß sei nur noch mit wenigen Stichworten auf einen Punkt hingewiesen, der mir wichtig erscheint: Nicht nur die statischen, sondern auch die dynamischen Verhältnisse des für die Brücke vorgeschlagenen Systems sind in Betracht zu ziehen. Die Periode der Eigenschwingungen des Systems ist annähernd proportional dem Ausdruck $\sqrt{\frac{m}{c}}$; m = Masse, c = Steifigkeitsmaß. Die aus irgendwelcher Ursache enstandenen freien Schwingungen der Brücke sind um so erträglicher und ungefährlicher, je kürzer ihre Periode ist und je rascher sie abklingen. Für beides ist eine möglichst große Steifigkeit c anzustreben. Die Verkleinerung der Masse m wirkt im gleichen Sinne. Durch den Kabelwindverband werden auch die dynamischen Verhältnisse der Brücke in wagerechter Richtung wesentlich verbessert.

Meinen Ausführungen möchte ich nur noch hinzufügen, daß meine unbegrenzte Hochachtung und Wertschätzung für die Persönlichkeit Dr. Lindenthals durch unsere Meinungsverschiedenheiten meinerseits nicht im geringsten berührt wird.

München, im April 1925. Dr.-Ing. W. Schachenmeier.

[4]) Siehe „Die Bautechnik“ 1924, Heft 40, S. 445

Vermischtes.

Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

Fristverlängerung für die Einreichung der Apparate zum Wettbewerb für die Erlangung eines Spannungs- und eines Schwingungsmessers zur Bestimmung der dynamischen Beanspruchung eiserner Brücken.[1])

Um einerseits den vorgetragenen Wünschen der Bewerber gerecht zu werden und anderseits zur Beteiligung an dem Preisausschreiben nochmals anzuregen, hat die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft sich mit Zustimmung des Preisgerichts entschlossen, die Frist für die Einreichung der betriebsfähigen Apparate vom 1. Juni 1925 auf den 1. April 1926 zu verschieben. Die ausgesetzten, im Preisausschreiben vom 1. November 1924 angegebenen sechs Preise bleiben bestehen. Sie werden verteilt nach praktischer Erprobung der Apparate, für die eine Dauer von etwa vier Monaten gerechnet werden muß.

Das Preisausschreiben ist international. Im übrigen finden die Wettbewerbsbestimmungen des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine Anwendung.

Die besonderen Bestimmungen, die angeben, was von den Apparaten unbedingt erfüllt werden muß, und was darüber hinaus nach Möglichkeit noch erreicht werden soll, sind bei dem Eisenbahn-Zentralamt in Berlin abzuverlangen.

Berlin, den 24. April 1925.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft.
Eisenbahn-Zentralamt.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 51, S. 581.

Das Anwachsen des Berliner Wasserverbrauches. Die Entwicklung Berlins zur Viermillionenstadt hat naturgemäß auch ein starkes Anwachsen des Wasserverbrauches zur Folge gehabt. Während dieser Bedarf früher durch unmittelbare Entnahme aus den offenen Flußläufen gedeckt wurde, ist man schon seit Jahrzehnten immer mehr zur Grundwasserförderung übergegangen, und zwar mehr aus hygienischen Rücksichten (wegen der besseren Qualität des Grundwassers), als deshalb, weil man glaubte, den zur Verfügung stehenden ober- und unterirdischen Wasserschatz dadurch etwa quantitativ besser ausnutzen zu können. Denn an der tatsächlichen Größe des verfügbaren Wasservorrats wird durch die Änderung der Art der Wasserentnahme wenig geändert, da bei dem vorhandenen porösen Untergrunde in dem hauptsächlich in Frage kommenden Oberspreegebiet eine Verbindung zwischen Grundwasser und Oberflächenwasser wohl noch vorhanden ist.

Zu dieser durch die wachsende Förderung der Wasserwerke verursachten Minderwasserführung der Spree einerseits kommt auf der anderen Seite noch erschwerend hinzu eine vermehrte Verschmutzung des verbleibenden Spreewassers durch das Anwachsen der Bevölkerung und durch die ständig zunehmenden Industriewerke.

Um der ständig wachsenden Notlage abzuhelfen, gibt es auf die Dauer nur ein wirksames Mittel: Die Anlage von Sammelbecken im oberen Spreegebiet. Durch die Aufspeicherung von Zuschußwasser in diesen Becken während der Hochwasserzeit läßt sich nach genauen Untersuchungen und Berechnungen eine beträchtliche Erhöhung der Wasserführung der Spree in Zeiten der Wasserklemme und damit zugleich eine Anreicherung des Grundwassers erzielen. Die verfügbaren Zuschußwassermengen werden ferner ausreichen zur Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse, zur Frischhaltung der Berliner Wasserläufe und zum Ausgleich der aus der Schmutzwassereinleitung entstehenden Nachteile bei Niedrigwasser.

Um den beabsichtigten Zweck sicherzustellen, ist es notwendig, die Größe des Stauraumes so groß wie möglich zu bemessen. Es ist daher, wie wir einem Aufsatze des Berl. Tagebl. entnehmen, ein Aufstau folgender Seen geplant:

1. Der Schwilochsee mit dem Mochowsee mit einem Gesamtstauinhalt von rd. 70 Mill. m³;
2. die Glubigseenkette (Grubensee, Melangsee, Springsee und Glubigsee) mit zusammen rd. 14 Mill. m³;
3. der Scharmützelsee mit rd. 7 Mill. m³;
4. der Storkower See und das Seengebiet oberhalb Berlins mit zusammen rd. 9 Mill. m³.

Im ganzen ist also ein Stauraum von rd. 100 Mill. m³ vorgesehen.

Das Kernstück des Planes bildet der über 13 km² große Schwielochsee, der bei einer vorgesehenen Stauhöhe von 4 bis 5 m allein einen Stauraum von etwa 60 Mill. m³ abgeben wird. Seine Anstauung ist ohne Schädigung der anliegenden Ortschaften ausführbar, wenn die niedrigen, in den See mündenden Seitentäler durch kurze Schutzdeiche abgeschlossen und durch kleine Schöpfwerke entwässert werden. Der in das Gelände tief eingeschnittene Mochowsee und die Glubigseenplatte lassen sogar Stauungen von 6 bis 8 m zu, ohne daß man dadurch schädliche Einwirkungen in die bestehenden Ver-

hältnisse oder eine Beeinträchtigung der Naturschönheiten befürchten müßte. Im unteren Dahmegebiet sowie am Scharmützelsee und am Storkower See sind die Seeränder dagegen meist flach, wodurch sich ein höherer Aufstau von selbst verbietet, zumal hier die Bebauung der Uferränder entsprechend der größeren Nähe von Berlin zunimmt und die hier meist tiefen Wiesen eine wesentliche Änderung des Wasserstandes unwirtschaftlich machen. Die Stauhöhe muß hier daher auf 0,30 bis 0,50 m beschränkt bleiben.

Die Zuleitung des Speicherwassers für den Schwieloch- und Mochowsee soll durch einen besonderen, etwa 25 km langen Speisungskanal, den Fehrower Kanal, für die Glubigseenkette, den Storkower und Scharmützelsee durch den kürzeren, ebenfalls neu anzulegenden Alt-Schadower Kanal geschehen. Die Ableitung nach Berlin geht teils durch die Fürstenwalder Spree und teils durch die Dahme. Der Fehrower Kanal dient aber nicht nur als Zubringer für die Hauptstaubecken, sondern auch zur Förderung der Landeskultur. Er soll nämlich den oberen Spreewald von unzeitigem Hochwasser entlasten und deshalb für eine Wasserführung von mindestens 20 m³/Sek. ausgebaut werden. Der von vornherein als Schiffahrtkanal auszubauende Kanal beginnt am Anfange des Spreewaldes bei Fehrow, führt am Nordoststrande des oberen Spreewaldes entlang und mündet dann bei Goyaz in den Schwielochsee. Seine Wasserführung wird durch eine Schleuse mit Wehr an der Abzweigstelle von der Spree bei Fehrow geregelt. Mit Hilfe des Fehrower Kanals wird es möglich sein, den Schiffahrtverkehr später bis Kottbus aufzunehmen.

Als Abschluß der einzelnen Staubecken ist der verhältnismäßig geringen Stauhöhe wegen ein Erddamm mit Tonkern als Dichtung vorgesehen. Die Dichtheit der Dämme, deren größter am Schwielochsee etwa eine Länge von 5 km haben wird, ist wichtig, um sowohl Wasserverluste zu verhindern, als auch um ein schädliches Übertreten des Stauwassers in die benachbarten Ländereien zu verhüten.

Sämtliche Abschlußdämme werden natürlich mit Grundablässen, Hochwasserüberfällen, Schiffsschleusen und Sicherheitstoren versehen. An einzelnen Stellen wird sich auch die Anlage von kleinen Kraftwerken empfehlen, um die verfügbare Wasserkraft auszunutzen. Sehr günstig liegen die Verhältnisse hierfür allerdings nicht, da bei der vorgesehenen einmaligen Entleerung der Becken im Sommer nur zeitweilig ein größeres Gefälle zur Verfügung steht.

Die Kosten der gesamten Stauanlagen sind auf insgesamt etwa 30 Mill. R.-M. geschätzt. Die Aufbringung der Baukosten ist so gedacht, daß ein Teil von Reich und Staat, der Rest von der Stadt Berlin und den übrigen Interessenten gedeckt wird.

Ausbau und Erweiterung des Hafens von Brest. Betrachtet man die bis zur äußersten Westspitze des europäischen Kontinents vorgeschobene Lage von Brest, so ist man erstaunt über die durchaus mittelmäßige Entwicklung seines Hafens, der — obschon wie geschaffen zum Anlegeplatz großer Überseedampfer — einen Verkehr von 1 Mill. t bisher kaum jemals überschritten, meist auch nicht annähernd erreicht hat.

Von 1909 bis 1923 hat der Verkehr zufolge der nebenstehenden Tabelle geschwankt.

Die Bedeutung von Brest während des Krieges als Endpunkt der amerikanischen Material- und Truppentransporte darf als bekannt vorausgesetzt werden. Sie ist in „Génie Civil“ vom 22. November 1919,

Jahr	Schiffs-Tonnage Eingang	Schiffs-Tonnage Ausgang	Güterverkehr Eingang	Güterverkehr Ausgang
1909	432 259	436 458	376 337	256 671
1910	463 179	466 003	484 851	197 420
1911	470 632	471 691	474 837	171 997
1912	496 108	497 412	509 309	181 807
1913	551 587	543 841	495 550	193 175
1914	645 235	599 980	461 940	170 506
1915	717 453	732 155	522 391	166 791
1916	1 150 150	1 126 865	823 220	309 884
1917	907 455	998 102	910 576	248 422
1918	917 657	838 368	1 046 769	148 224
1919	753 403	690 350	638 913	133 368
1920	655 849	626 981	461 768	176 005
1921	759 443	706 135	396 354	145 102
1922	583 090	612 357	404 923	130 258
1923	598 446	601 059	485 290	167 046

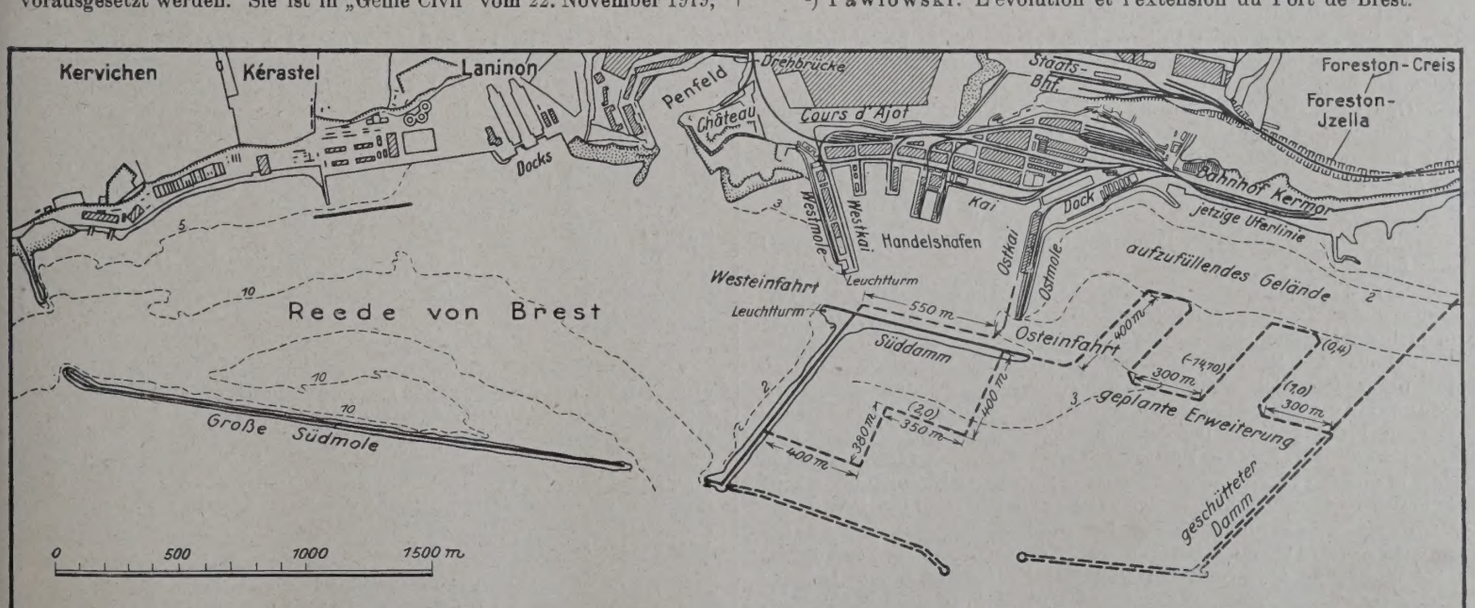
dessen Heft 8 vom 21. Februar 1925 wir auch diese Angaben entnehmen[1]), eingehend behandelt. Bis zum Jahre 1914 wiesen die Kais eine Fläche von 35 000 m² auf; daneben gab es rd. 100 000 m² ungedeckte und 2000 m² gedeckte Lagerflächen. Die Anlage neuer Gleisanschlüsse und Hafenbahnanlagen erforderte einen erheblichen Teil der ungedeckten Lagerflächen, während anderseits die gedeckten Lagerflächen durch den Bau neuer Schuppen und Lagerhäuser auf 31 120 m² erhöht wurden. Im ganzen vermag der Hafen an Gütern etwa 110 000 t zu lagern.

Der von den kommunalen und wirtschaftlichen Verbänden Brests bereits seit Anfang dieses Jahrhunderts betriebene Ausbau ist durch Gesetz vom 25. Januar 1923 genehmigt und die Handelskammer ermächtigt worden zur Aufnahme einer Anleihe von 11 Mill. Fr., gedeckt durch die Zolleinnahmen, die bereits für 1925 auf 1,2 Mill. geschätzt werden.

Vielfach wurde die Abneigung gegen Brest als Hafen mit den schwierigen Fahrwasserverhältnissen begründet: Nachdem jetzt die Radiostationen Ouessant, Point des Capuzins und Point du Rez mit den Wellenlängen 450, 600 und 800 m eingerichtet und die elektrischen Nebelsignalstationen von Creach und Ouessant und der Leuchtturm auf der Ile de Seins errichtet sind, darf Brest als einer der besteingerichteten Ankerplätze der ganzen Küste gelten, und in der Tat hat sich trotz der zahlreichen Mannschafts- und Heeresguttransporte während des Krieges keinerlei Unfall ereignet, obwohl allein in der Zeit vom Mai bis Oktober 1918 monatlich 100 000 Mann und — im Durchschnitt — 125 000 t ausgeladen wurden; selbst der zum Leviathan umgetaufte, von den Amerikanern „enteignete“ deutsche Dampfer „Imperator“ mit 13 m Tiefgang hat ohne Zwischenfall anlegen können.

Die neue Gestalt des Hafens nach Vollendung der beschlossenen Erweiterungsarbeiten ist aus dem beigegebenen Lageplan ersichtlich. Danach werden die fertig ausgebauten Anlagen zunächst umfassen einen Vorhafen, der im Süden gegen den Seegang durch einen 2500 m langen Damm geschützt ist, der als Verlängerung der vorhandenen Südwestmole angelegt ist und zwischen dieser die bisherige Einfahrt-

[1]) Pawlowski: L'évolution et l'extension du Port de Brest.



öffnung frei läßt, die links aus der Abbildung durch den Verlauf der Tiefenkurve 10 gekennzeichnet ist. Eine zweite Zufahrt von Süden her liegt etwa gegenüber der Penfeld-Einmündung.

Weiterhin werden die bisherigen Becken der Häfen Poulic-al-Lor und Tritschler zugeschüttet, an ihrer Stelle ausgedehnte Gelände für neue Bauten gewonnen und (s. die linke Hälfte der Abbildung) drei neue Hafenbecken von 12,50, 13,50 und 14,70 m Wassertiefe angelegt und mit den entsprechenden Gleisanschlüssen versehen. Die bisherige Ostzufahrt fällt dadurch weg, die neugeschaffenen Becken werden durch eine Mole von 18,20 m Wassertiefe abgeschlossen.

Mit den Neuanlagen geht der Ausbau des bisherigen Hafens parallel, um Brest — das räumlich schon jetzt über die größte Reede Frankreichs verfügt — zu einem seinem Range als Kriegshafen entsprechenden Handelsplatz auszubauen. Es sei noch bemerkt, daß man nach der eingangs erwähnten Quelle für die Finanzierung auch in Frankreich, wie anderswo, stark auf amerikanisches Kapital rechnet, dem eine solche Anlage in Europa nicht unerwünscht sein könne. Ki.

Talsperrenbau im Saidenbachtal. Nach den Dresd. N. Nachr. beschäftigt sich die Chemnitzer Stadtverordnetenversammlung mit dem Bau einer Talsperre im Saidenbachtale für die Stadtgemeinde Chemnitz. Nach der Ratsvorlage soll im Tale des Saidenbaches eine Talsperre errichtet werden, die bei einer Mauerhöhe von 51 m über Talsohle und einer Länge von 300 m an der Krone ein Becken von 18 Millionen m³ Inhalt und 130 ha Fläche bilden wird. Sie macht ein Niederschlagsgebiet von 60,7 km² Größe nutzbar, von denen 18,4 km² in den Bereich der Freiberger Revierwasserlaufsanstalt fallen, die einen bestimmten Teil der abfließenden Wassermenge für ein Elektrizitätswerk nach Freiberg abführt, jedoch die Hochwässer aus dem Niederschlagsgebiet für die geplante Talsperre verfügbar läßt. Ferner soll das Wasser des Röthenbaches und des Reinbaches mit einem Niederschlagsgebiet von 9,4 km² und des Lößnitzbaches in einer Gebietsgröße von 5,6 km² zur Versorgung der Stadt Chemnitz mit Wasser nutzbar gemacht werden. Die vorläufigen Kosten für die Anlage wurden zunächst in einer Höhe von 800 000 Mark bereitgestellt.

Nietberechnungen mit Hilfe von nomographischen Tafeln. Auf die Zuschrift des Herrn Reichsbahnoberrates Dr.-Ing. Kommerell in der „Bautechnik" 1925, Heft 15, S. 207, bemerke ich folgendes:

Herr Dr.-Ing. Kommerell bestreitet, daß die von ihm in der „Bautechnik" 1925, Heft 7, veröffentlichten Tafeln eine Umarbeitung meiner im Jahre 1924 erschienenen Nomogramme darstellen. Bei seinen Veröffentlichungen „handle es sich um eine selbständige Arbeit" und er habe meine „Nomogramme bei der Aufstellung seiner Tafeln nicht benutzt".

Demgegenüber führe ich folgendes an:

1. Herr Dr.-Ing. Kommerell wandte sich im September 1924 an mich mit der Bitte um nähere Erläuterungen über das Zustandekommen meiner Nomogramme. Mein Buch war ihm daher schon im September 1924 bekannt, und er hat sich, wie aus seinen Schreiben vom 9. September und 3. Oktober 1924 hervorgeht, eingehend damit beschäftigt.

2. Die Einleitung zu seinem Aufsatze sowie die dazugehörige Skizze samt den Bezeichnungen: u, v, w, U, V, W und a sind dem Vorworte meines Buches entnommen.

3. Die „grundlegenden Unterschiede" seiner Tafeln bestehen darin, daß Herr Dr.-Ing. Kommerell $P = F \cdot \sigma_{zul}$ gesetzt und die Reihenfolge der Skalen geändert hat.

Daß Herr Dr.-Ing. Kommerell nach all dem Gesagten bei der Veröffentlichung seines Aufsatzes nicht einmal meinen Namen erwähnt hat und nachträglich behauptet, eine „selbständige Arbeit" geliefert zu haben, ist ein Vorgehen, dessen Beurteilung ich den Lesern der Zeitschrift überlassen möchte. Ing. J. Wachsmann.

Hierzu äußert sich Herr Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Kommerell wie folgt:

Das Wachsmannsche Buch wurde im Auftrage der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im September 1924 in meinem Dezernat auf seine Verwertbarkeit untersucht. Da uns die Entstehung der Nomogramme mangels ausreichender Erläuterungen für unser Personal nicht verständlich erschien, baten wir Herrn Wachsmann um nähere Erläuterungen, die er uns aber mit dem Bemerken nicht zugehen ließ, daß er weiteres der Öffentlichkeit mitteilen werde. Das ganze Rechenverfahren war grundverschieden von dem in unseren „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken" vorgeschriebenen. Während der Weihnachtsfeiertage bearbeitete ich zu Hause meine Nomogramme für Nietberechnungen, um sie der zweiten Auflage unserer „Berechnungsgrundlagen" beifügen zu können. Das Wachsmannsche Buch hatte ich dabei nicht zur Hand. Daß ich die Leitern wie auch Herr Wachsmann mit U, V, W bezeichnete, rührt daher, daß ich anläßlich der Beratungen über unsere Berechnungsgrundlagen Ende 1924 den Brückenbaudezernenten der Deutschen Reichsbahn einen kurzen Vortrag hielt, worin, wie auf Seite 30 des schon 1920 (also vor dem Wachsmannschen) erschienenen Buches von Luckey, Einführung in die Nomographie, diese Bezeichnungen ebenfalls angewendet waren. Dieselbe Bezeichnung findet sich übrigens im Beuth-Heft 4, S. 5. Der grundlegende Unterschied ist eben der, daß in dem Wachsmannschen Buch die Tragkraft der Niete aus der Formel $P = n \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot \sigma$ für verschiedene Nietdurchmesser und für verschiedene zulässige Spannungen σ berechnet wurde, während in meinen Tafeln die reduzierte Scherfläche aus der Formel $F_s = \eta \cdot 0{,}8 \cdot \frac{d^2 \pi}{4}$ berechnet wird.

Hätte ich allerdings gewußt, welchen großen Wert Herr Wachsmann auf den Hinweis auf sein Buch legt, so hätte ich dem gerne Rechnung getragen, aber offen gestanden habe ich in dem Augenblick, als ich meine Nomogramme auftrug, nicht mehr an das Wachsmannsche Buch gedacht. Dr.-Ing. Kommerell, Reichsbahnoberrat.

Wir schließen damit die Aussprache über die nunmehr wohl genügend geklärte Angelegenheit. Die Schriftleitung.

Bau elektrischer Bahnen in Guatemala. Die Regierung von Guatemala hat laut „V. D. I.-Nachr." eine zwischenstaatliche Ausschreibung für den Bau einer elektrischen Hochgebirgs-Vollbahn von San Felipe nach Quezaltenango erlassen, der durch eine in Amerika untergebrachte Staatsanleihe finanziell gesichert wurde. Lieferung und Bau der gesamten Anlagen sind der A. E. G. zugesprochen worden. Die Lieferung umfaßt ein Wasserkraftwerk von von 5600 PS, das auf 14 000 PS erweitert werden soll, ferner Unterstationen, Unter- und Oberbau und rollendes Material. Die Verträge umfassen auch die Fertigstellung der von der Regierung von Guatemala begonnenen Arbeiten an einer Talsperre und dem Bahndamm. Die Bahn wird eine Länge von etwa 45 km bei einer größten Steigung von 90 ‰ erhalten und in einer Fahrzeit von etwa 2 Stunden 10 Min. von 500 m bis auf etwa 3000 m über dem Meeresspiegel führen. Die Bahn soll die erzreichen und landwirtschaftlich sehr fruchtbaren Westprovinzen Guatemalas erschließen.

Lieferung einer Betonmischmaschinenanlage. Der Firma Eisenbau Schiege A.-G., Leipzig-Paunsdorf, ist vom Wasserbauamt Potsdam der Auftrag erteilt worden zur Lieferung der Betonmischmaschinenanlage zur Bereitung von Gußbeton für den Neubau des zweiten Schleusenabstieges in Fürstenberg (Oder). Die Lieferung umfaßt fünf Betonmischmaschinen „Patent Schiege" von je 1200 l Trommelfüllung, mit sämtlichen Antriebsmotoren und der Abzapfvorrichtung für die Entleerung des fertigen Betons in die Förderwagen.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. Mai ausgegebene Heft 10 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Architekt Fritz Rosenbaum: Das Theater als Raumproblem. — Ernst May: Die Wohnküche. — Wohnungsbau des Auslandes.

Personalnachrichten.

Baden. Der Baurat J. Altmayer bei der Wasser- und Straßenbaudirektion ist zum Oberbaurat ernannt worden.

Der Baurat O. Keller bei der Wasser- und Straßenbaudirektion ist in den einstweiligen Ruhestand getreten.

Preußen. Der Hilfsarbeiter in der Bergabteilung des Ministeriums für Handel und Gewerbe Bergrat Dr.-Ing. Schreiber ist zum Oberbergrat als Mitglied eines Oberbergamts ernannt worden.

Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Ludwig Spamer (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Gestorben sind: der Regierungs- und Baurat R. E. Hildebrandt, früher Vorstand des Wasserbauamts Halle a. d. Saale, und der Königl. Baurat Th. Hoech, Kolberg, früher Vorstand des Hafenbauamts Kolbergermünde.

INHALT: Neubau der Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener. — Elektrischer Baggerantrieb. (Schluß.) — Über Versuche, die dem Eisenbau noch vonnöten wären. — Weiteres über die Hudson-Brücke in New York. — Vermischtes: Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. — Anwachsen des Berliner Wasserverbrauches. — Ausbau und Erweiterung des Hafens von Brest. — Talsperrenbau im Saidenbachtal. — Nietberechnungen mit Hilfe von nomographischen Tafeln. — Bau elektrischer Bahnen in Guatemala. — Lieferung einer Betonmischmaschinenanlage. — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang | BERLIN, 5. Juni 1925 | Heft 24

Alle Rechte vorbehalten.

Hölzerne Lokomotivschuppentore.

Von Dr.-Ing. **K. Schaechterle**, Stuttgart.

Bei den neueren Lokomotivschuppen im Bezirk der Reichsbahndirektion Stuttgart ist versucht worden, die Baukosten der großen Schuppentore durch Holzbauweise zu verbilligen. Bis 1890 sind fast alle Schuppentore in Württemberg in Holz (3,80 × 4,80 m) gebaut worden. Austausch und die Wiederverwendung bei baulichen Veränderungen. Immerhin besteht die Gefahr, daß durch eine zu weit gehende Normung und Typung der technische Fortschritt gehemmt, die Wettbewerbsmöglichkeit unterbunden wird. Auf dem Sondergebiete des

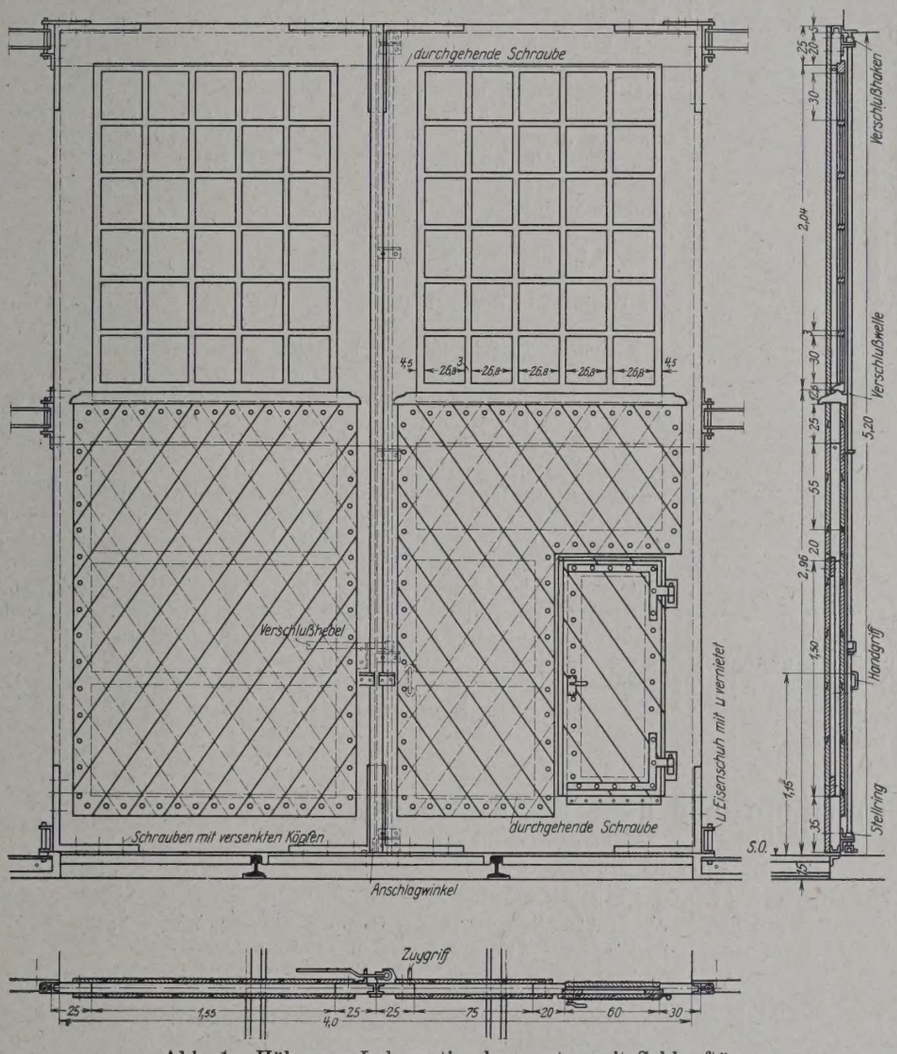


Abb. 1. Hölzernes Lokomotivschuppentor mit Schlupftür.

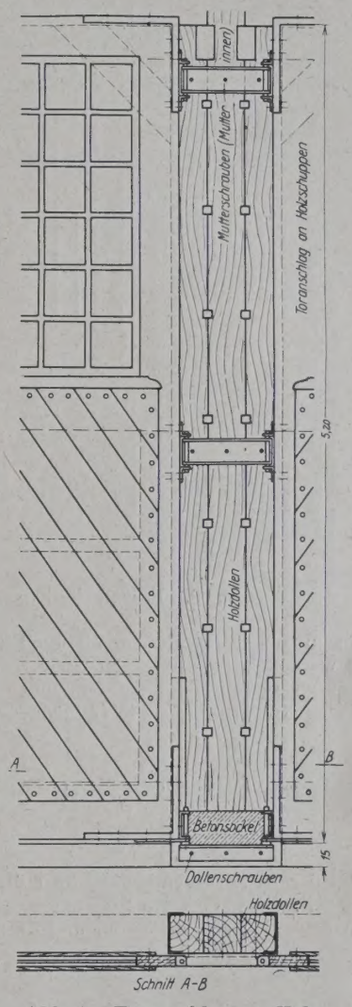


Abb. 3. Toranschlag an Holzschuppen.

Nach 1900 wurden die altbewährten Holztore mehr und mehr durch eiserne Tore verdrängt. Für neu zu bauende Tore hat das Eisenbahn-Zentralamt Berlin neuerdings Musterentwürfe bearbeitet. Das zweiflügelige Mustertor mit 4 m Torweite und 4,85 m Höhe über S.O. besitzt einen starken Winkeleisenrahmen mit Querriegel in halber Höhe und nach der Mitte fallenden Schrägzugbändern. Die untere Torhälfte zeigt Holzfüllung aus 30 mm starken gespundeten Brettern, die obere Torhälfte ist verglast. Die Fensterflächen, durch ⊥-Eisen senkrecht und wagerecht versteift, sind mit Scheiben von Normalmaß 25 × 36 cm gefüllt. Die Torflügel haben allseitig 20 mm Anschlag und sind durch je drei Angeln gehalten. Die Höhenlage ist nachstellbar. Der Torverschluß mit schwenkbarem, senkrechtem Verschlußwinkel und Verschlußkasten in der Schwelle nach Patent Miehlke hat sich im Betriebe bewährt.

Die großen Vorteile der Musterpläne durch Wiedergabe und Verbreitung technisch einwandfreier und im Betriebe bewährter Konstruktionen unter weitgehender Berücksichtigung der wirtschaftlichen Gesichtspunkte sollen durchaus nicht verkannt werden. Man spart Bureauarbeit und Zeit, verbilligt die Herstellung, ermöglicht den Torbaues sind gerade in jüngster Zeit in Holz-, Eisen-, Leichtmetall- und Verbundbauweise, durch Verwendung von Röhren, Rahmen-, Fachwerk- und gepreßten Blechkastenkonstruktionen bemerkenswerte Fortschritte gemacht worden. Wenn mit dem Übergang zum elektrischen Betriebe noch größere Tore als bisher notwendig werden, gilt es, alle diese technischen Neuerungen im Interesse der Wirtschaftlichkeit auszunutzen.

Beim Entwurf der Lokomotivschuppentore müssen neben den für große Drehtore gültigen Konstruktionsregeln noch die besonderen Anforderungen des Betriebes berücksichtigt werden. Das Tor muß einfach, fest, dauerhaft, leicht beweglich und seitensteif sein. Es ist mit kurzem Hebelarm, möglichst zentrisch und nachstellbar aufzuhängen. Da bei der großen Höhe der Tore drei Angeln gebraucht werden, so sind fest und unverschieblich an der Torwand angebrachte Stützkloben unzweckmäßig, weil dabei die Tore von oben eingefahren werden müssen, kleine Ausführungsfehler, Setzungen und sonstige Formänderungen zu Klemmungen und Betriebsschäden führen. Eine Anordnung, bei der die Torflügel seitlich angelegt und dann durch eingesteckte Drehzapfen gehalten werden, wobei Nachstell-

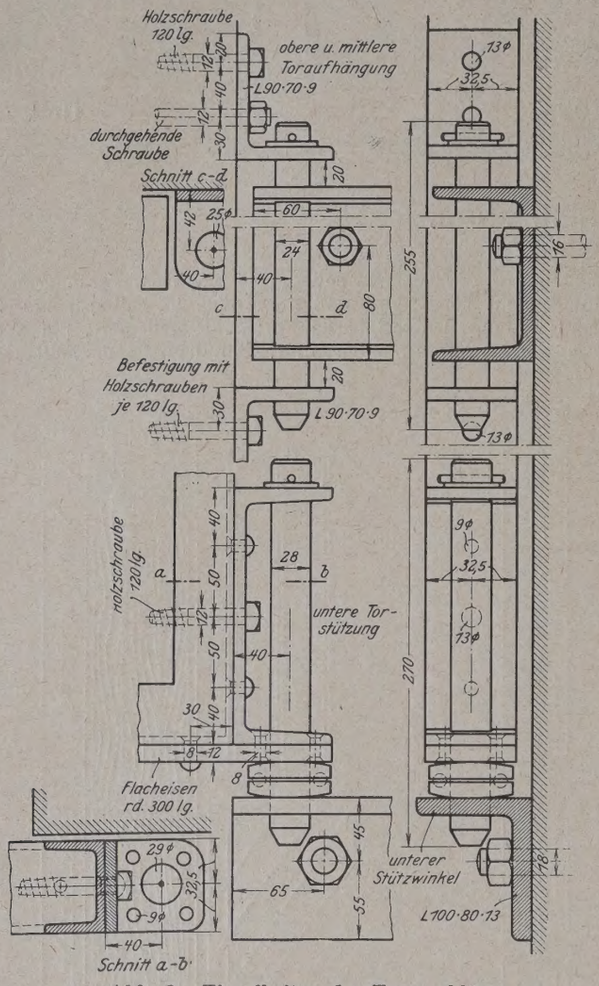


Abb. 2. Einzelheiten der Toranschläge.

barkeit sowohl in der Höhen- als auch in der Seitenrichtung gewährleistet werden kann, ist vorzuziehen. Beim Anfahren geschlossener Tore durch Lokomotiven dürfen von den Puffern nur Füllungsteile und keine Konstruktionsteile (Zugbänder, Streben) getroffen werden. Die Fenster, die möglichst groß anzulegen sind, müssen wegen der starken Stöße und Erschütterungen und Verbiegungen mit kleiner Unterteilung ausgeführt werden und auswechselbar sein. Der Anschlagpfosten für das geöffnete Tor muß so hoch sein, daß das Tor in der Mitte gehalten und damit gegen Verbiegungen durch Winddruck und Seitenstöße gesichert wird. Mit Rücksicht auf das Lichtraumprofil soll das Tor möglichst flach, ohne vorstehende Teile gebaut werden. Kein Teil der aufgestellten Torflügel einschl. Verschluß darf in das Lichtmaß von 4 m hineinragen.

Die hier gestellten Forderungen waren bei den alten Holztoren nicht erfüllt. Ihnen fehlte vor allem die erforderliche Seitensteifigkeit. Sie verzogen sich leicht und sackten ein, was häufige Nacharbeiten zur Folge hatte, mehr noch durch Anwendung von Gewalt beim Öffnen und Schließen zu Betriebsschäden und frühzeitigem Verfall führte. Die in Württemberg neuerdings ausgeführten hölzernen Schuppentore (Abb. 1) mit 4 m lichter Weite und 5,20 lichter Höhe über S. O. zeigen einen geschlossenen Rahmen aus breiten, 65 mm starken Dielen, die mit kräftigen durchgehenden Zugschrauben Durchm. 12 mm zusammengehalten sind. Die untere Hälfte der Torflügel ist zur Erzielung einer ausreichenden Seitensteifigkeit mit doppelseitiger Brettverschalung kastenförmig ausgebildet. Die Fenster im Oberteil sind in die breiten Rahmen eingesetzt und auswechselbar. Die Ecken der Torflügel sind durch über Stirn gestülpte ⊔-Eisen geschützt. Die Flügel stützen sich auf einen am Torwandsockel fest angebrachten Stützwinkel (Abb. 1 u. 2) und werden durch drei Angeln mit Steckbolzen gehalten. Die Steckbolzen als Drehzapfen sind in ⊔-Eisen geführt, die ihrerseits mit Schrauben in Langloch an der Torwand befestigt sind (Abb. 3). Beim Anschlagen werden die Torflügel in der endgültigen Höhenlage an die Wand gestellt, nach Höhe und Seitenlage ausgerichtet, dann die Drehzapfen durchgesteckt und zuletzt die Befestigungsschrauben der ⊔-Eisen angezogen. Die Torflügel können ebenso einfach im Betriebe nachgestellt und ausgewechselt werden. Zum Schutz gegen die Witterungseinflüsse wurden die Holzteile mit Karbolineum getränkt. Die Holztore haben sich in mehrjährigem Betriebe gut gehalten. Der Unterhaltungsaufwand ist gering. Die bei eisernen Toren wegen der durch Rauchangriff verstärkten Rostgefahr alle drei bis sechs Jahre notwendige Erneuerung des Schutzanstrichs fällt weg. Durch Anfahren beschädigte Tore können an Ort und Stelle durch Bauhandwerker der Bahnmeisterei ausgebessert werden, während verbogene Eisentore herausgenommen und in der Schlossereiwerkstatt gerichtet werden müssen. Die Lebensdauer der Holztore ist naturgemäß kürzer als die der Eisentore; doch hat die Erfahrung gezeigt, daß die mit Teeröl getränkten Holztore bei sorgfältiger Behandlung und Unterhaltung mindestens 30 Jahre betriebsfähig sind. Die Beschaffungskosten der Holztore betragen rd. 300 R.-M. und sind wesentlich niedriger als die Kosten der bisher üblichen Eisentore.

Alle Rechte vorbehalten.

Neubau der Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener.

Von Reichsbahnoberrat **Schlodtmann** in Oldenburg.

(Schluß aus Heft 23.)

Bei der bestehenden Brücke liegt die Schienenoberkante auf rund + 6,00 N.N. Die stärksten Steigungen der beiderseitigen Rampen betragen östlich 1 : 175 auf 595 m und westlich 1 : 222,2 auf 789 m. Auf der neuen Brücke ist die Schienenoberkante auf + 7,31 N.N. gehoben; die größten Steigungen der Rampen betragen östlich 1 : 175 auf 574 m und westlich 1 : 175 auf 647,5 m. Bei geschlossener Brücke bleibt für die Schiffahrt bis Mittelhochwasser eine lichte Durchfahrthöhe von 5 m bis Konstruktionsunterkante. Eine große Anzahl der vorhandenen Flußschiffe kann die geschlossene Brücke oder die östlich anschließende feste Brücke auch noch durchfahren, wenn die lichte Durchfahrthöhe nur 4 m beträgt. Um den Schiffsführern anzuzeigen, wann diese Durchfahrthöhe von 4 m bei Ebbeströmung erreicht oder bei Flutströmung nicht mehr vorhanden ist, erhält einer der Strompfeiler in Höhe von 4 m unter Konstruktionsunterkante einen aus drei Schichten gemauerten Streifen aus weißen Klinkern, während die Pfeiler und Widerlager im übrigen mit braunroten Klinkern verblendet sind. Der Höhenunterschied zwischen Flut und Ebbe beträgt bei der Brücke im Durchschnitt rd. 2 m. Bei den höchsten Fluten nähert sich der Wasserstand der Konstruktionsunterkante der Klappbrücke und der östlichen festen

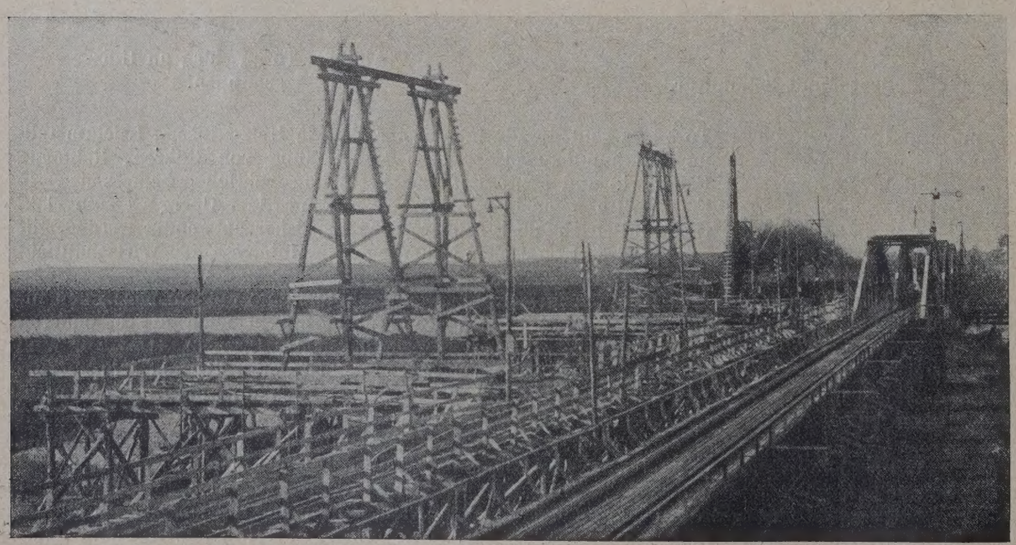


Abb. 8. Transportbrücke und Arbeitsgerüste für den Bau der Strompfeiler.

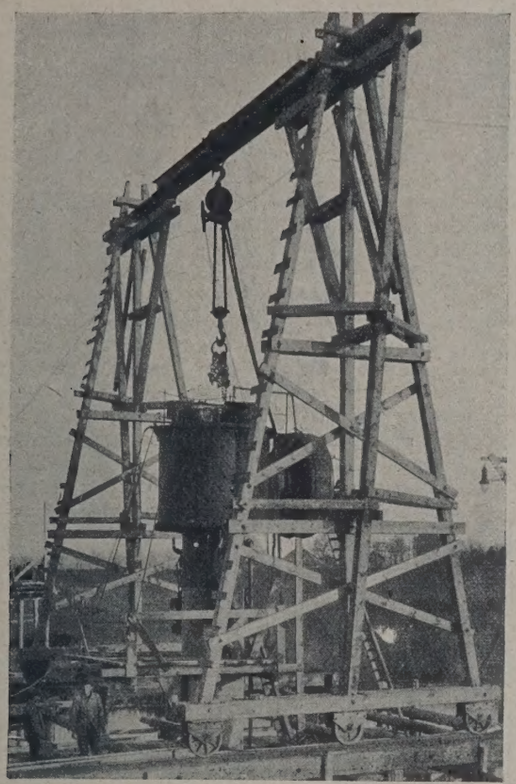


Abb. 9. Aufhängung der Luftschleuse.

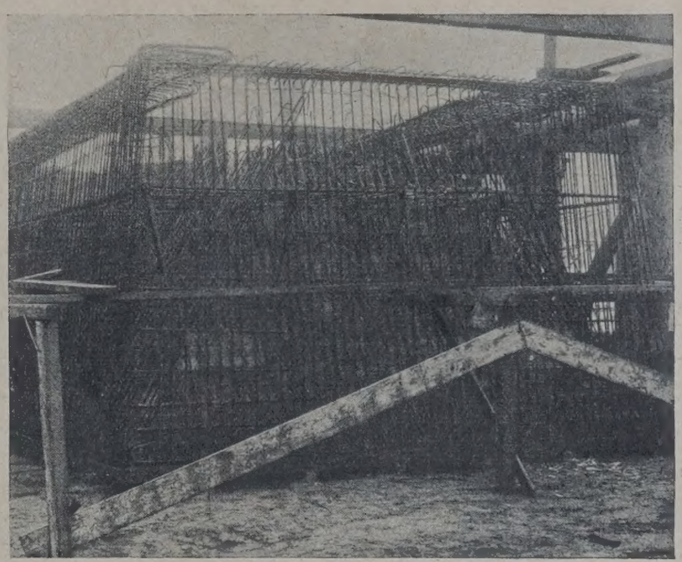


Abb. 11. Eiseneinlagen für einen Senkkasten.

Brücke bis auf etwa 1,5 m. Zum Schutze gegen anfahrende Schiffe und Eisgang werden vor den die Klappbrücke begrenzenden Strompfeilern stromaufwärts und stromabwärts je zwei Dalben aus 9 und 8 eichenen Pfählen errichtet, die nach dem Schiffsdurchlaß der Klappbrücke mit zwei 40 × 30 cm starken eichenen Reibhölzern verbunden werden.

Die bestehende alte Drehbrücke soll nach dem beim Bahnbau seinerzeit abgeschlossenen Staatsvertrage gewöhnlich für die Schiffahrt geöffnet sein; sie darf nur für das Überlassen von Eisenbahnzügen geschlossen werden und muß nach der Durchfahrt des Zuges alsbald wieder aufgedreht werden. Da ein längeres Offenstehen der neuen Klappbrücke, deren höchster Punkt mehr als 30 m über Schienenoberkante der sie tragenden festen Brücke hinaufragt, bei eintretendem Sturmwind bedenklich sein würde, ist durch längeres Verhandeln mit den in erster Linie die Schiffahrtbelange vertretenden Behörden erreicht worden, daß die Klappbrücke für gewöhnlich geschlossen gehalten werden kann und nur zum Durchlassen von Schiffen mit hohen Masten und Schornsteinen, die ein Öffnen der Brücke verlangen, aufzudrehen ist. Während der Sommerzeit soll die Brücke jedoch täglich dreimal je eine Stunde lang zu besonders festzusetzenden Zeiten, die vom jeweiligen Fahrplan abhängig sind, für die Schiffahrt geöffnet werden, wenn die Windverhältnisse es zulassen. Sie darf während dieser Zeiten aber auch geschlossen bleiben, wenn der Brückenwärter sich davon überzeugt hat, daß dann kein Schiff die Brücke durchfahren will, das ein Öffnen der Klappe verlangen würde. Um dem Brückenwärter die Möglichkeit zu geben, sich über die Annäherung von Schiffen zu erkundigen, wird die Brücke mit den nächsten Hafenorten unter- und oberhalb der Brücke, Leer, Leerort und Papenburg, mit Fernsprechleitungen verbunden werden. An der Brücke werden drei Schiffahrtsignale gegeben, und zwar:

a) Brücke offen,
b) Brücke noch nicht offen (d. h. die Brücke soll geöffnet werden, wenn sich ihr ein Schiff nähert, das ein Öffnen der Brücke wünscht),
c) Brücke geschlossen.

Dieselben Schiffahrtsignale sollen auch in Leer, Leerort und Papenburg gegeben werden; das Signal b) bleibt in Leer, Leerort und Papenburg jedoch bestehen, wenn der Brückenwärter es an der Klappbrücke beim Durchlassen eines Schiffes durch Signal a) ersetzt.

Die Bewegungsvorrichtungen der Klappbrücke werden für einen Winddruck von 50 kg/m² berechnet; das entspricht einer Windgeschwindigkeit von etwa 25 m/Sek. Es darf angenommen werden, daß bei höherem Winddruck keine Schiffahrt mehr möglich ist. Zur Sicherung des Eisenbahnbetriebes sollen Brückendeckungssignale aufgestellt werden, die durch Blockapparate mit der Brückenverriegelung, den Schranken zur Sicherung des Fußgängerverkehrs und den Schiffahrtsignalen elektrisch und mechanisch derart in Abhängigkeit gebracht werden, daß bei der Bedienung folgende Reihenfolge eingehalten muß:

a) beim Öffnen der Brücke:
   1. Stellen des Eisenbahnsignals auf „Halt“,
   2. Schließen der Wegeschranken beiderseits der Klappbrücke,
   3. Entriegeln der Brücke,
   4. Aufdrehen der Brücke,
   5. Stellen des Schiffahrtsignals auf „Frei“;
b) beim Schließen der Brücke umgekehrt, also:
   1. Stellen des Schiffahrtsignals auf „Geschlossen“,
   2. Zudrehen der Brücke,
   3. Verriegeln der Brücke,
   4. Öffnen der Wegeschranken,
   5. Stellen des Eisenbahnsignals auf „Fahrt“.

2. Bau der Widerlager und Pfeiler.

Die Gründung der Widerlager und Pfeiler geschah seinerzeit bei der bestehenden Brücke durch gemauerte Senkbrunnen, die von Pfahlgerüsten aus abgesenkt und mit Beton unter Wasser ausgefüllt wurden.

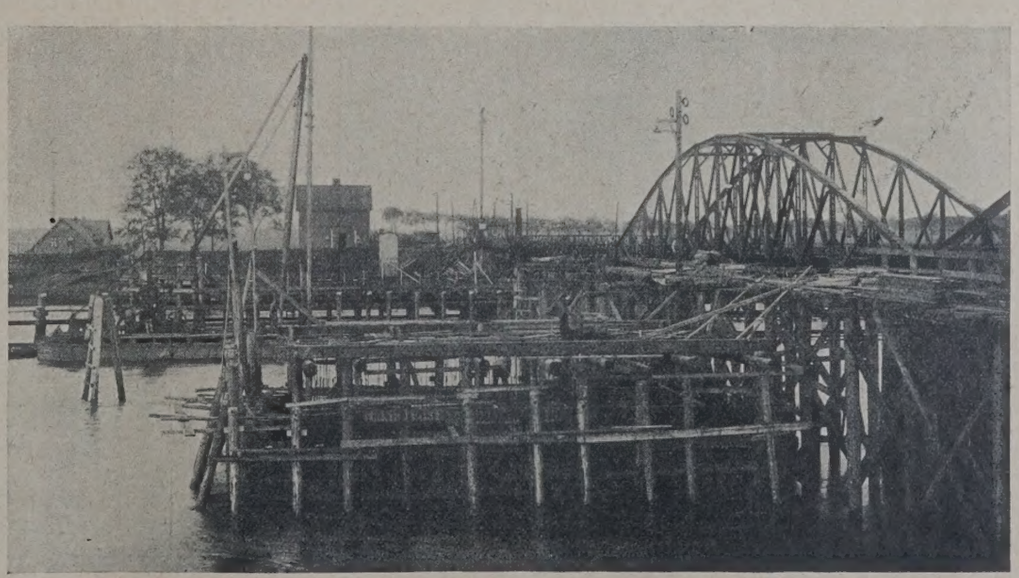


Abb. 10. Arbeitsgerüst mit Larssenspundwand für den Bau eines Strompfeilers.

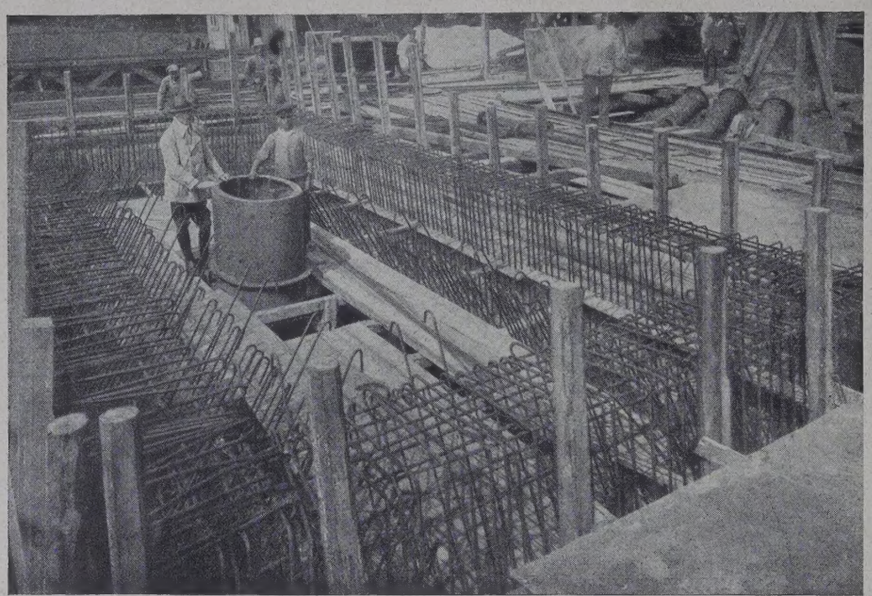


Abb. 12. Bau eines Senkkastens.

Von dieser Gründungsweise wurde bei der neuen Brücke abgesehen und statt ihrer Druckluftgründung mit Caissons aus Eisenbeton gewählt. Die vor der Ausführung der Widerlager und Pfeiler vorgenommenen Erdbohrungen ergaben Klei, Moor und Triebsand bis auf — 12,00 N.N. und tiefer, die eine Gründung mittels offener Senkbrunnen ausgeschlossen erscheinen ließen. Die Druckluftgründung bietet dagegen eine sichere Gewähr dafür, daß ein tragfähiger Baugrund wirklich erreicht wird, und daß die Ausführung der Beton- und Mauerarbeiten einwandfrei geschieht. Nach dem Ergebnis der Ausschreibung stellte sich zudem die Druckluftgründung nur unwesentlich teuerer als eine Gründung mit Senkbrunnen. Nach den inzwischen gemachten Erfahrungen bei der Ausführung der neuen Widerlager und Pfeiler scheint es zudem fraglich, ob eine Senkbrunnengründung bei den sich als erforderlich herausstellenden großen Gründungstiefen ohne Gefährdung der Widerlager und Pfeiler der bestehenden Brücke hätte durchgeführt werden können. Der sich bis zur Gründungssohle gleichbleibende feine Triebsand würde bei den Baggerungen wahrscheinlich in so großen Mengen von allen Seiten her in die oben offenen Senkbrunnen eingeströmt sein, daß es kaum möglich gewesen wäre, die alte Brücke während der Bauzeit im Betriebe zu erhalten. Für die Bodenpressung wurden mit Rücksicht auf die bedeutende Gründungstiefe 5,5 bis 5,75 kg/cm² als zulässig erachtet. Danach wurden die Abmessungen der Eisenbetonsenkkasten ermittelt, deren Grundflächen bei den Pfeilern mit festen und beweglichen Brückenauflagern verschieden groß zu bemessen waren je nach der Größe der wagerecht wirkenden Bremskräfte der die Brücke befahrenden Züge. Als Verkehrslast wurde der Lastenzug *N* zugrunde gelegt. Die statische Berechnung der Widerlager und Pfeiler bietet im einzelnen nichts Besonderes. Die Senkkasten aus Eisenbeton für die Widerlager und Pfeiler wurden an Ort und Stelle hergestellt, wobei bei den Pfeilern im Flußvorlande wegen des sumpfigen und bei höheren Wasserständen überfluteten Geländes zunächst durch Sandaufschüttung kleine Inseln geschaffen wurden. Auch bei den Pfeilern im Strome wurden derartige Inseln hergestellt, die aber durch eingerammte, nach außen durch hölzerne Pfähle abgestützte, eiserne Larssenspundwände eingefaßt wurden. Diese Bauweise erwies sich bei den Strompfeilern als notwendig, weil sich eine Aufhängung der Eisenbetonsenkkasten an genügend kräftigen und breiten Führungsgerüsten aus Rammpfählen nicht ermöglichen ließ, da sich derartige Führungsgerüste bei der geringen Entfernung der neuen Pfeiler von den bestehenden nicht herstellen ließen. Dies wäre nur möglich gewesen, wenn die Achse der neuen Brücke in größerem Abstande von der Achse der bestehenden Brücke angelegt worden wäre. Da die neuen Pfeiler bis nahe an die Strompfeiler der bestehenden Brücke heranrücken, mußten letztere ferner gegen Unterspülung gesichert werden, und zwar um so mehr, als die Gründungssohle der neuen Pfeiler etwa 5 m tiefer liegt, als die der alten Pfeiler. Dieser Schutz wurde ebenfalls durch die Larssenspundwände erreicht, die mit ihrer Spitze bis zur Tiefe der neuen Pfeilersohle in den Boden hinabreichten. Ferner bot diese Ausführungsweise den sichersten Schutz der im Bau befindlichen Pfeiler gegen etwa anfahrende Schiffe und Eisgang, der in diesem ungewöhnlich milden Winter bisher allerdings nicht eingetreten ist. Nach Fertigstellung der Strompfeiler werden die Schüttungen und Spundwände wieder beseitigt. Die Schneide der Senkkasten besteht aus ⊢-Eisen Nr. 26, deren innerer unterer Flansch abgefräst wird, damit der verbleibende äußere untere Flansch die gewünschte scharfe Schneide bildet. In diese Schneide greifen die Eisenbewehrungen des Senkkastens ein. Der Beton der Senkkasten wurde in der Mischung 1 : 2 : 3 hergestellt. Als Sand und Kies wird der für die Herstellung von Betonbauten gut bewährte Steinsand und Steinkies aus den Piesberger Steinbrüchen verwendet. Als Zement kam für die Senkkasten Doppelzement der Firma Dyckerhoff & Söhne in Amöneburg bei Biebrich a. Rh. zur Verwendung. Dieser Zement erhärtet sehr rasch und erlaubte, daß die Senkkasten bereits nach vier Tagen ausgeschalt und nach weiteren acht Tagen Erhärtung abgesenkt werden konnten. Für die Eiseneinlagen wurden Rundeisen von 16 mm Stärke in 10 bis 12,5 cm Abstand verwendet. Die Senkkasten erhielten außen und innen einen doppelten Anstrich mit Preolith, um die Dichtigkeit des Betons gegen Wasserdruck zu erhöhen und um den Beton auch späterhin gegen die Einwirkung des Fluß- und Grundwassers zu schützen. Die Untersuchung von Proben des Fluß- und Grundwassers auf Bestandteile, die dem Beton oder Mörtel schädlich sein könnten, ergab eine so geringe Menge schäd-

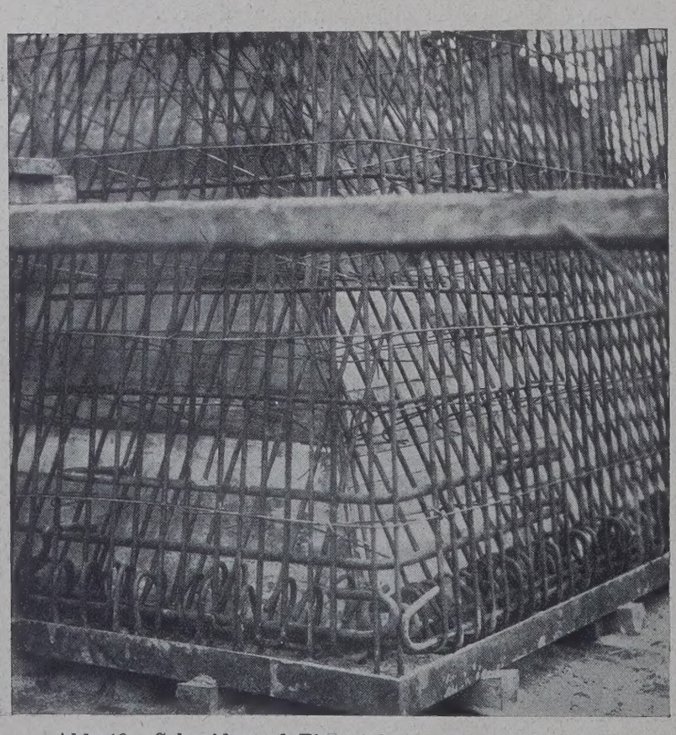


Abb. 13. Schneide und Eiseneinlage eines Senkkastens.

Abb. 14. Östliches Widerlager im Bau.

Abb. 15. Östliches Widerlager.

Abb. 17. Strompfeiler.

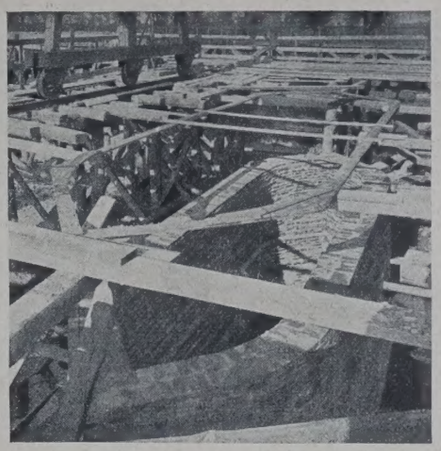


Abb. 16. Strompfeiler im Bau.

licher Bestandteile, wie Moorsäure, freie und halbgebundene Kohlensäure usw., daß Bedenken gegen die Verwendung der vorgesehenen Bauweisen nicht vorliegen. Zur größeren Sicherung der Gründungssohlen der Widerlager und Pfeiler gegen schädliche Einwirkungen des Grundwassers wurde vor der Ausbetonierung der Senkkasten eine Sohle aus fünf Klinkerschichten, von denen zwei Schichten als Rollschicht hergestellt wurden, eingebracht. Für jedes Widerlager und jeden Pfeiler wird eine Luftschleuse verwendet, die über der Mitte der Senkkasten angeordnet ist. Die Krane zum Halten der Luftschleuse, insbesondere bei der Verlängerung der Schachtrohre, sind bei den Widerlagern und bei den Pfeilern im Flußvorgelände auf Arbeitsgerüsten aufgestellt, die in doppelter Pfahlreihe um die Senkkasten errichtet sind. Die einzelnen Arbeitsgerüste sind durch eine Laufbrücke verbunden, die mit zwei Feldbahngleisen für die Zu- und Abfuhr des Materials versehen ist. Bei den Strompfeilern ruhen die Krane für die Luftschleuse unmittelbar auf den die Larssenspundwände abstützenden Pfahlreihen. Die Aufmauerung über den Senkkasten geschieht durch einen 2 bis $2^1/_2$ Stein starken Mantel aus Klinkern, dessen Innenraum mit Beton der Mischung 1:4:4 ausgefüllt wird. Hier wird der billigere und für diesen Zweck genügende Zement der Lengericher Werke verwendet, dem zum Schutz gegen etwaige schädliche Einwirkungen des Wassers 33% Traß zugesetzt wird. Die obere Abdeckung der Widerlager und Pfeiler wird durch eine durchlaufende Eisenbetonplatte gebildet, deren Beton in der Mischung 1:2:3 hergestellt wird unter Verwendung des Doppelzements der Firma Dyckerhoff & Söhne. Unter den Auflagern der Eisenkonstruktion sind verstärkte Eiseneinlagen vorgesehen. Die Ansichtflächen werden mit Vorsatzbeton versehen und sollen später scharriert werden. Eine Verwendung von besonderen Auflagerquadern, die sich erfahrungsgemäß im Betriebe leicht lösen, ist auf diese Weise vermieden worden.

Irgendwelche Schwierigkeiten oder Besonderheiten haben sich bei der inzwischen beendeten Herstellung der beiden Widerlager und der fünf anschließenden Strompfeiler bis zum Aufschlagpfeiler der Klappbrücke einschl. nicht ergeben. Hindernisse im Baugrunde fanden sich nicht vor. Einzelne angetroffene alte Baustämme aus Kiefern- und Eichenholz, die meist völlig verkohlt waren, ließen sich leicht beseitigen. Die vorgefundenen Bodenschichten entsprachen ziemlich genau den Ergebnissen der Probebohrungen. Mit dem Absenken der Senkkasten wurde aufgehört, sobald sich in dem feinen Sande keine Einlagerungen von Klei und Moor mehr vorfanden, so daß eine sichere Tragfähigkeit des Untergrundes gewährleistet schien. Die erreichten Gründungstiefen schwanken bei den bisher fertiggestellten Pfeilern zwischen — 12,5 N.N. und — 15,5 N.N. Die Druckluft für die Herstellung des östlichen Widerlagers und der Pfeiler bis zum Aufschlagpfeiler der Klappbrücke einschl. wurde in einer von der ausführenden Bauunternehmung am östlichen Stromufer errichteten Zentrale erzeugt. Die in Tätigkeit befindliche Luftpumpe und die Reserveluftpumpe werden durch elektrischen Strom angetrieben. Für den Fall, daß der elektrische Strom versagen sollte, steht dauernd eine Dampfmaschine zur Erzeugung der Antriebskraft unter Feuer. Für den Bau des westlichen Widerlagers und des diesem zunächst liegenden, letzten Strompfeilers wird die Zentrale nach dem westlichen Flußufer verlegt. Der Beton wird in Betonmischmaschinen fertig gemischt und mittels Kippwagen auf den bereits erwähnten Feldbahngleisen nach den Verwendungsstellen befördert. Die Klinker für das Mauerwerk liefert die Ziegelei von Vietor bei Weener. Die Ausführung der Widerlager und Pfeiler ist der Firma Dyckerhoff & Widmann übertragen. Sie ist bisher in tadelloser Weise und über Erwarten rasch, allerdings durch den besonders milden Winter günstig beeinflußt, fortgeschritten. Die örtliche Bauleitung ist dem Reichsbahnrat Schenkelberg übertragen.

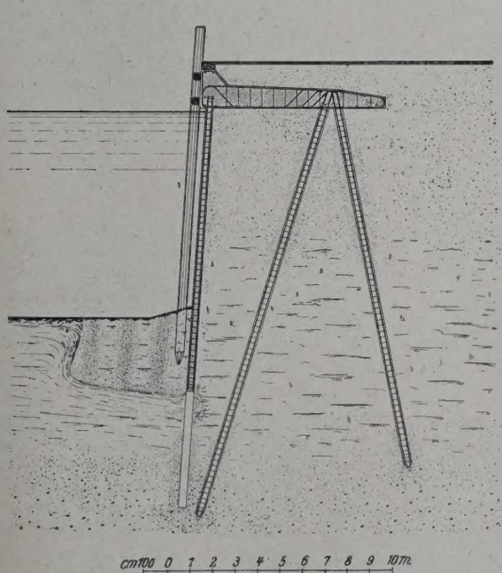


Abb. 17a. Spundwand für die Kaimauer im Fischereihafen Cuxhaven. 1914, 1920—1922. Der weiche Untergrund ist durch Sandfüllung verdichtet.

Eisenbetonspundwände.

Von Ingenieur A. Kittel, Berlin.

(Schluß aus Heft 22.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die vordere Abschlußmauer hat das Einspannmoment der Spundwand, deren Auflagerkraft und die wagerechte Komponente der Druckkraft der Spundwand auf die Rippen zu übertragen. Sie ist zu diesem Zwecke so bewehrt, daß sie als Verlängerung der Spundwand statisch mitzuwirken imstande ist. Der obere Teil ist als Träger von 30 cm Breite und 60 cm Höhe für die wagerechte Kraft, die sich aus dem Einspannmoment ergibt, berechnet. Für den unteren Träger ist die Balkenhöhe von Vorderkante Mauer bis Rückseite Spundwand angenommen, die wirksame Breite auf 20 cm. Der untere Träger ist berechnet für die aus dem Einspannmoment sich ergebende wagerechte Kraft, für die Auflagerkraft der Spundwand und die entlastende wagerechte Komponente der Druckkraft der Spundwand.

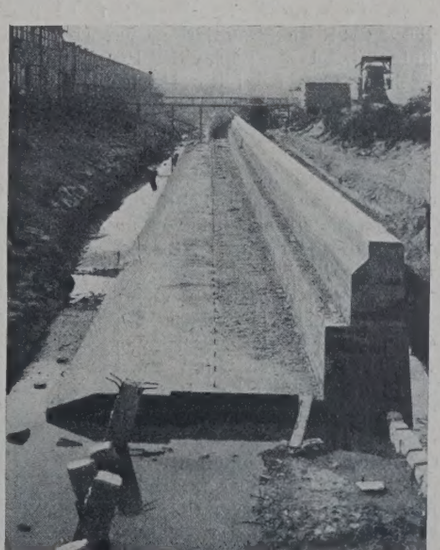


Abb. 17b. Kaimauer im Fischereihafen Cuxhaven. Ansicht der teilweise fertiggestellten Betonmauer.

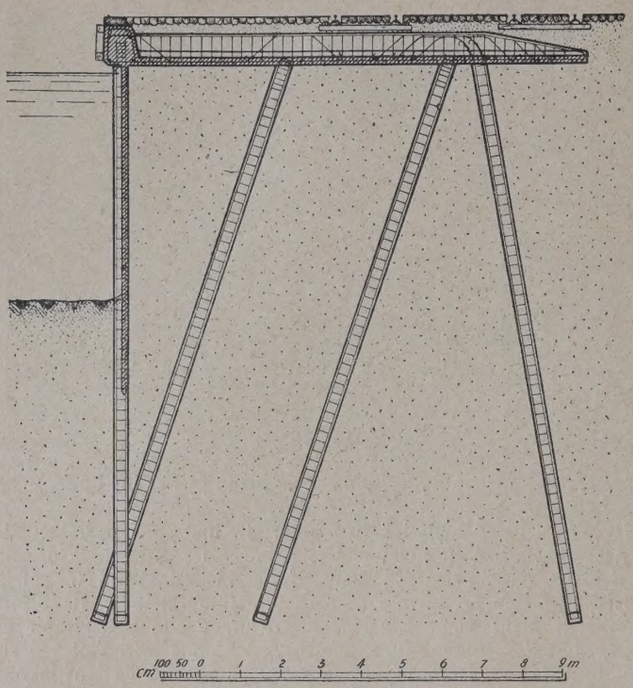


Abb. 18. Eisenbetonspundwand und Pfahlgründung für die Kaimauer im Hafen von Randers, Dänemark. 1916.

Die zwischen die Querrippen gespannte wagerechte Platte ist als über viele Felder gleicher Stützweite durchlaufend berechnet für die Aufnahme der Biegungsmomente infolge der Erdschüttung und der Verkehrslast.

Die Rippen sind so bewehrt, daß sie die Momente aus Eigengewicht, den durch die Platte übertragenen Auflasten und dem Einspannmoment der Spundwand im Aufbau aufnehmen können. Sie sind aufgelagert auf dem Hauptträger, der über der Pfahlbockreihe durchläuft und berechnet ist für die gleichmäßig verteilte Auflast, für die Auflagerdrücke der Rippen und die lotrechten Komponenten der Pfahllasten.

Um die Standsicherheit der Spundwand zu erhöhen, wurde sie 50 cm tiefer gerammt, als rechnerisch angenommen war.

Nach jeder vierten Spundbohle ist ein kräftiger Bundpfahl eingefügt, der gegen Schiffstöße durch ein Larssen-Eisen gesichert wurde, das als Ersatz für Reibepfähle dienen soll. Für die Anwendung der Larssen-Eisen zu obengenanntem Zweck war maßgebend, daß sie bei dem Städtischen Tiefbauamt vorrätig waren.

Besonders bemerkenswert wegen ihrer großen Abmessungen ist die von der Firma Christiani & Nielsen ausgeführte, 1914 begonnene und dann nach einer durch den Krieg verursachten Unterbrechung in den Jahren 1920 bis 1922 zu Ende geführte Kaimauer im Fischereihafen von Cuxhaven (Abb. 17a u. b). Die Gesamtlänge der Mauer beträgt 1600 m, die vorgesehene Wassertiefe rd 9 m; die sehr ungünstigen Bodenverhältnisse erforderten jedoch eine außerordentlich tiefe Gründung, und die Länge der Pfähle mußte daher bis auf 19,50 m gebracht werden, damit sie durch die Kleischicht in tragfähigen Baugrund gerammt werden konnten. Die Plattenunterkante wurde im Vorhafen, wo mit Ebbe und Flut gerechnet werden mußte, auf normale Fluthöhe, d. h. + 5 m über Cuxhavener Null verlegt; im Erweiterungsbau (Abb. 17b), der im Trockenen ausgeführt werden konnte, konnte sie auf + 3,50 m angelegt werden.

Abb. 18 bis 20 zeigen einige weitere in den letzten Jahren ausgeführte Auslandbauten von Christiani & Nielsen, und zwar Abb. 18 die 135 m lange, für eine Wassertiefe von 5,60 m und unter Berücksichtigung von Kranlasten berechnete, 1916 erbaute Spundwand für die Kaimauer im Hafen von Randers in Dänemark. Für etwa die gleiche Wassertiefe — 5,70 m — ist die Spundwand im Hafenbecken der Ostindischen Handelskompagnie in Kopenhagen

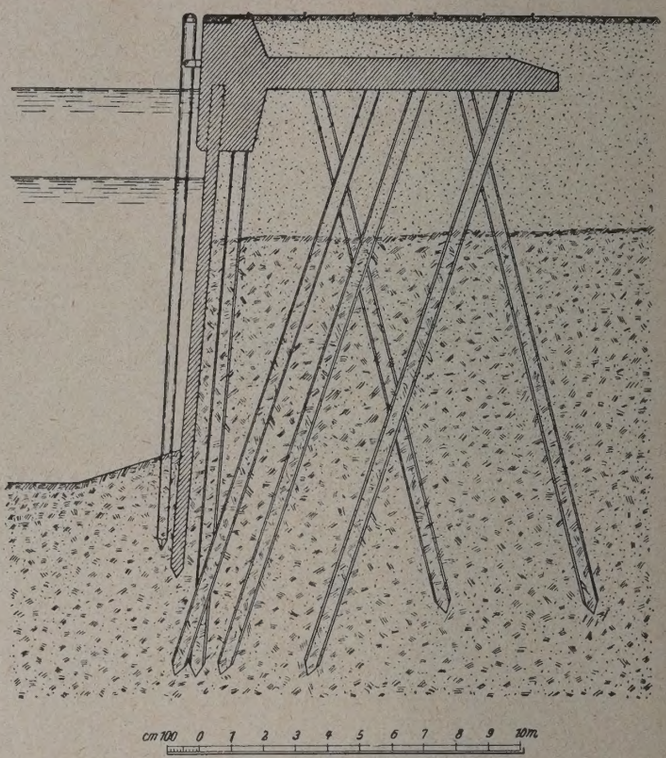


Abb. 20a. Spundwand und Eisenbetonpfahlgründung für die Kaimauer im Hafen von Delfzijl, Holland. 1921.

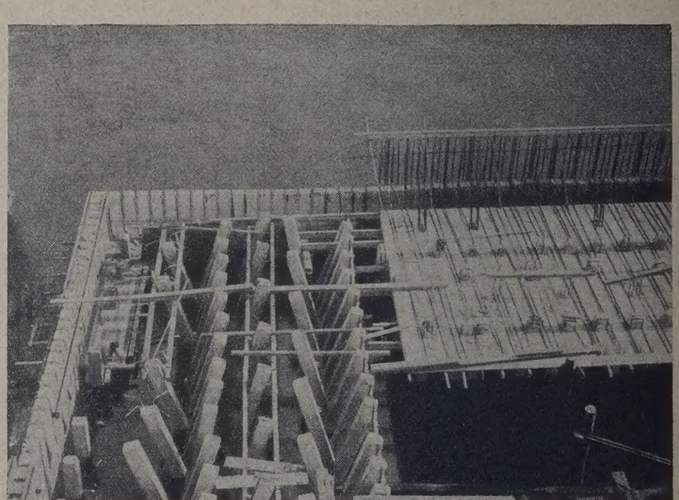


Abb. 20b. Bauaufnahme der Eisenbetonspundwand- und Pfahlgründung für die Kaimauer im Hafen von Delfzijl, Holland.

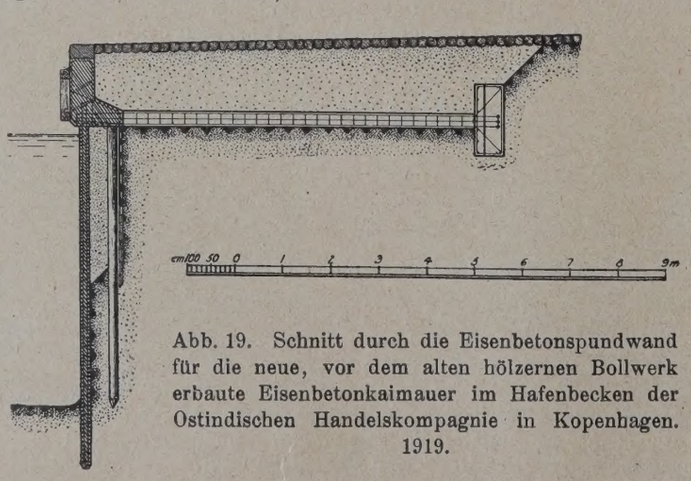
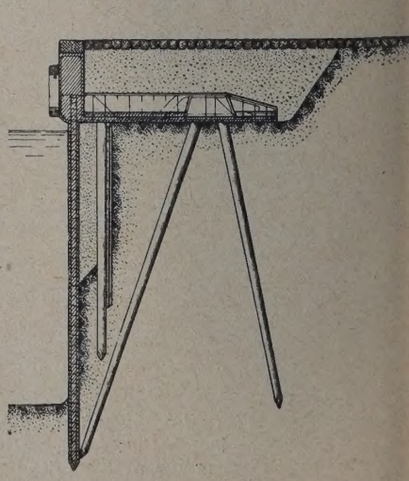


Abb. 19. Schnitt durch die Eisenbetonspundwand für die neue, vor dem alten hölzernen Bollwerk erbaute Eisenbetonkaimauer im Hafenbecken der Ostindischen Handelskompagnie in Kopenhagen. 1919.



berechnet, die als vorderer Abschluß für die als Ersatz einer alten Holzkonstruktion 1919 ausgeführte Eisenbetonkaimauer von 300 m Länge dient (Abbild. 19).

Für die überaus große Wassertiefe von 12,10 m ausgeführt ist die in Abb. 20a im Schnitt dargestellte Spundwand an der Vorderseite der 261 m langen Kaimauer im Hafen von Delfzijl in Holland. Der Boden war hier in den oberen Schichten schlammartiger, in der Tiefe sich verdichtender Kleiboden. Infolge der Unzuverlässigkeit dieses Baugrundes mußte eine außerordentlich starke Konstruktion gewählt und eine Gründungstiefe bis zu 20 m angenommen werden. Die Bauaufnahme Abb. 20b zeigt eine Ecke der Eisenbetonspundwand nud — in genauer Übereinstimmung mit der Zeichnung — die Köpfe der fertiggerammten Tragpfähle.

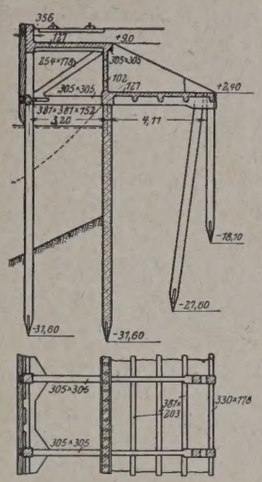


Abb. 21. Eisenbetonspundwand und Kaimauer im Hafen von Lowestoft. Querschnitt und Grundriß.

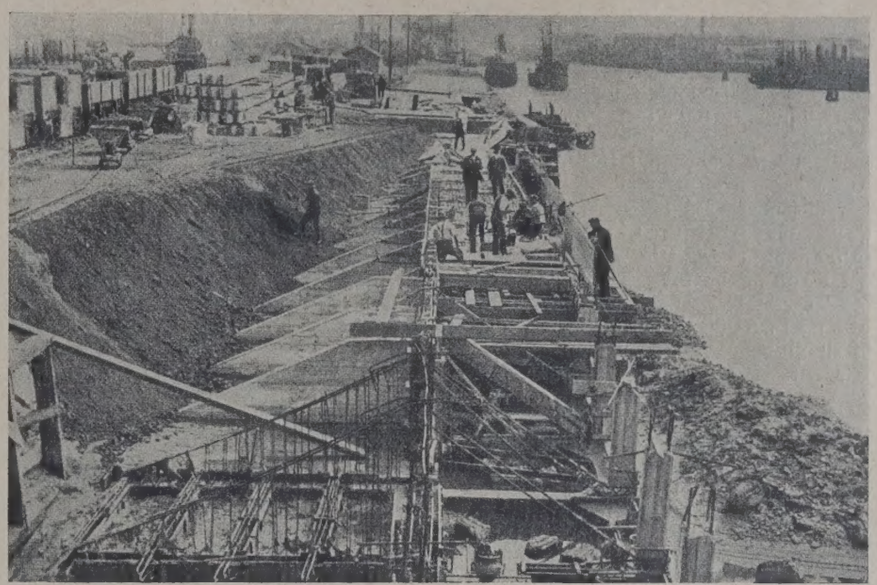


Abb. 22. Eisenbetonspundwand und Kaimauer im Hafen von Lowestoft. Bauaufnahme.

Abb. 21 u. 22 stellen die im Hafen von Lowestoft in England an Stelle alter hölzerner Bollwerke 1920 bis 1922 in Eisenbeton ausgeführte Kaimauer mit 10,30 m langer Abschlußwand aus Eisenbetonspundpfählen von 39,2 × 35,5 cm Querschnitt und etwa 3,5 t Einzelgewicht dar. Sie waren liegend gestampft und lagerten mindestens 6 Wochen bis zur Verwendung, wurden mit Dampfhämmern von 2 und 3 t Gewicht bei 40 Schlägen in der Minute, 60 cm Fallhöhe und Verwendung einer Schlaghaube unter gleichzeitigem Spülen gerammt. Die kürzeste Rammzeit betrug 45 Minuten je Pfahl, 9 Pfähle auf den Arbeitstag von $9^1/_2$ Stunden; das Mittel betrug jedoch nur 5 bis 6 Stück. Die Einzelheiten der Ausführung gehen aus den Einzelzeichnungen und der Bauaufnahme hervor. Für den Beton wurde Portlandzement, Sand und Kies guter Beschaffenheit verwendet, welch letztere für die übrigen Eisenbetonbauteile in natürlicher Mischung belassen werden konnten; für die Pfähle wurde Sand und Kies durch Rechen getrennt, in gehöriger Korngröße wieder gemischt und im Verhältnis von 1 Teil Zement zu $2^1/_2$ Teilen Sand und 3 Teilen Kies verarbeitet. Die Längsbewehrung bestand aus Rundeisen von 16 bis 28 mm Durchmesser, für die Querbewehrung wurden Stäbe von etwa 5 bis $9^1/_2$ cm verwendet.

Statt der nach Abb. 9 bis 12 beschriebenen Spundbohlen, deren doppelt-halbkreisförmige Nuten nach dem Versetzen durch Nutenbeutel oder Betoneinspritzung gedichtet werden, verwendet die Firma Drenckhahn & Sudhop in Braunschweig eine Bauweise, bei der Nut und Feder aus starken Spezialeisen in die Bohlen einbetoniert und mit der Bewehrung verschraubt wird (Abb. 23); zweifellos wird so ein guter Zusammenhang der Spundwand erzielt, und die Erfahrungen damit werden als durchaus befriedigend bezeichnet. Die Dichtung der Fugen wird durch die Aufbringung eines Zementputzes bewirkt, der gleichzeitig der Ausführung mehr den Eindruck einer Eisenbeton-Ufermauer giebt anstelle des einer einfachen Bohlenwand; durch eine Klinkerverblendung läßt sich dieser Eindruck noch in hohem Maße verstärken.[4])

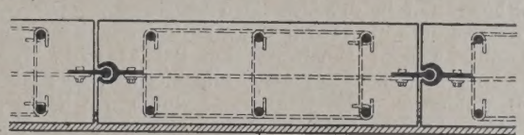


Abb. 23. Eisenbetonspundbohlen der Firma Drenckhahn & Sudhop mit eiserner Nut und Feder.

Abb. 24. Eisenbetonspundbohle mit eiserner Nut und Feder sowie Spülnut.

Ein anderes Dichtungsverfahren solcher Betonspundwände mit Eisennut und -feder besteht nach Abb. 24[5]) bei im Spülverfahren eingebrachten Bohlen in der Anordnung seitlich ausgesparter Spülnuten, die nach dem Einspülen mit Beton ausgegossen werden.

[4]) Vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. IV, S. 101 u. 105.
[5]) Vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. III, S. 16.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das soeben erschienene Heft 11 enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. F. l'Allemand: Neuere Ausführungen von Bunkeranlagen für Braunkohlenwerke. — Dr.-Ing. K. Schaechterle: Die Vorschriften für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton und die Wirtschaftlichkeit der Verwendung von Eisenbeton für Bahnbrücken. — Dipl.-Ing. Eberhard Lucan: Eine neue Stoßdeckung für Bewehrungseisen. — Dr.-Ing. Hans Kuball: Auswertung der Versuche von Dr.-Ing. F. Kann mit Modellen von Zweigelenkrahmen für die Praxis.

Die Felsstürze auf Helgoland in diesem Frühjahr haben ernste Befürchtungen geweckt. Im ganzen sind bisher fünf Felsstürze, in der Zeit vom 3. März bis 9. Mai, zu verzeichnen. Nach einem Berichte des „Berl. Tagebl." von V. Klages haben sich nicht weniger als 14 700 m³ Gestein gelöst und sind abgerutscht, und zwar: beim ersten Absturz 6000 m³, beim zweiten 2700, beim dritten 2000, beim vierten 1000, beim letzten 3000. Die Absturzstellen liegen dicht beieinander an der Nordostseite der Insel, wenige hundert Meter entfernt vom Biologischen Institut. Mit neuen Felsstürzen wird gerechnet. Große Gesteinsmassen hängen locker in drohender Höhe, und das Begehen des schmalen Uferstreifens bei Niedrigwasser ist stets mit Gefahr verbunden.

Um die Ursachen der Abstürze zu erklären, muß man sich zunächst die Struktur des Gesteins klarmachen. Helgoland besteht bekanntlich aus abwechselnd gelagerten Schichten von festem Kalksandstein und weicherem Tonmergel. Die Schichten fallen nach Nordosten zu unter einem Winkel von etwa 18° ein. Kommt nun aus irgendwelchem Anlaß der poröse Tonmergel ins Rutschen, so nimmt er die harte Kalksandsteinschicht mit, und der Absturz ist nicht mehr zu verhindern. Genau festzustellen, welche Ursachen diesmal die Lockerung des Gesteins bewirkt haben, ist schwer möglich. Der Frostwinter 1923/24 und der darauf folgende feuchte Herbst haben wahrscheinlich die Tonmergelschichten stark zersetzt; die Erschütterung durch anprallende Sturmflut genügte dann, die Gesteinsmassen ins Rutschen zu bringen. Von vulkanischen Erscheinungen ist keine Rede. Was die Sprengungen anbetrifft, die schon vor längerer Zeit abgeschlossen wurden, so war die davon ausgehende Erschütterung kaum

wirksam genug, um Veränderungen in der Lagerung des Gesteins hervorzurufen. Man hat dafür einen sicheren Anhalt. Dem Biologischen Institut nämlich ist eine Erdbebenwarte angegliedert, die am Falm liegt. Der Seismograph dieser Warte schlägt regelmäßig aus, wenn Sturmfluten gegen die Insel heranbrausen, verzeichnet also eine gewisse Erschütterung, doch ließ er bei Übungsschießen der schweren Geschütze, die früher auf Helgoland eingebaut waren, niemals einen Ausschlag erkennen, und stärker als die Wirkung dieser Geschütze war diejenige der Sprengungen gewiß nicht. Man wird also die Felsstürze in erster Linie auf klimatische Einflüsse zurückführen müssen. Die Wucht des stürmenden Meeres, das sich an der Küste bricht, tut das übrige.

Es gibt nur eine Möglichkeit, das Abbröckeln des Gesteins zu verhindern. Die Uferschutzmauer, die an der Westseite der Insel bereits besteht, muß vollkommen ausgebaut werden. Auch an der Westseite ist die Mauer nicht ganz vollendet. Kurz vor dem Kriege waren die Mittel bewilligt worden, den Bau bis zur Nordspitze der Insel fortzuführen. Die Arbeiten blieben dann liegen, und nach Friedensschluß fehlte es an Geld. Jetzt sind von der Regierung neue Mittel zur Verfügung gestellt, um die Mauer ein paar hundert Meter weit auszubauen. Das genügt natürlich nicht. Gerade die Nordostseite, wo jetzt die Abstürze stattfanden, würde schutzlos bleiben. Nicht nur Sturmfluten bedrohen hier die Küste, sondern eine starke Strömung, die zwischen der Düne und Helgoland entlanggeht, ist ebenfalls Ursache tief zerklüfteter Unterwaschungen. Bis zum Jahre 1721 waren Düne und Insel durch einen Wall miteinander verbunden. Seit Zerstörung dieses Walles hat die Strömung freien Lauf, räumt unentwegt den Schutt weg, der sich an der Nordostseite ansammelt, und nimmt damit dem zum Abrutschen neigenden Gestein jeden Halt. Sobald auch hier die Uferschutzmauer errichtet würde, wäre es möglich, einen künstlichen Schuttkegel zu schaffen, der weitere Abstürze allmählich verhindern müßte, da die Gesteinsmassen sich an diesen Kegel anlehnen und in der bisherigen Lagerung verbleiben würden. Nur die obere Kante der steilen Felsenküste ist schwer zu schützen. Vielleicht hilft zu ihrer Erhaltung eine Pflasterung des Oberlandes, wie man sie an der Westseite bereits hat; dort waren nämlich die Befestigungen. Die Pflasterung würde den Regen abhalten und so das empfindliche Gestein vor den zersetzenden Einflüssen der Feuchtigkeit schützen. Dringend notwendig ist einstweilen der vollkommene Ausbau der Uferschutzmauer. Er würde allerdings insgesamt etwa vier Millionen Mark an Baukosten erfordern.

Der Wasserbedarf unserer Großbahnhöfe ist Gegenstand eines Aufsatzes von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Landwehr in der Beckumer „Glocke“ vom 17. Dezember 1924, dem wir eine Beschreibung der Anlage des neuen Bahnhofs Hamm entnehmen, auf dem durchschnittlich etwa 300 Lokomotiven täglich mit Wasser zu versorgen sind. Es ist anzunehmen, daß eine Lokomotive bei jedesmaliger Wasserfassung etwa 10 m³ Wasser aufnimmt. Das gibt allein für Lokomotivspeisezwecke einen täglichen Durchschnittsbedarf an Wasser von etwa 3000 m³, doch wird Wasser auch für andere Zwecke gebraucht, und zwar zunächst für solche betrieblicher Art: in den Berieselungsanlagen der Feuerlöschgruben, in denen die aus den Lokomotiven gezogene Schlacke gelöscht wird, in der Personenwagenreinigung und der Viehwagenwäsche. Sodann braucht man Wasser zu Wirtschafts- und Trinkzwecken im Empfangsgebäude, in den einzelnen Dienstgebäuden und den Aufenthaltsgebäuden der Bediensteten. Die größte Bedeutung hat ferner die Verwendung des Wassers zum Feuerlöschen. Zu diesem Zweck sind überall dort, wo Feuer größeren Schaden anrichten könnte, Hydranten vorgesehen, vor allem in Gebäuden, in denen Verkehrsgüter lagern.

Zurzeit beträgt der gesamte Wasserverbrauch in 24 Stunden auf dem Bahnhof Hamm etwa 4000 m³, also fast 1½ Millionen m³ im Jahre. Die Eisenbahnverwaltung gewinnt in Hamm ihr Wasser nicht selbst, sondern bezieht es auf Grund eines im Jahre 1907 für 25 Jahre abgeschlossenen Vertrages von der Stadt Hamm, die in Wickede (Ruhr) ein Wasserwerk mit Pumpstation unterhält, die mittels einer 50 cm weiten Druckleitung den 1000 m³ Wasser fassenden Wasserturm der Eisenbahnverwaltung an der Rosengartenstraße füllt, von dem aus die weitere Verteilung in gußeisernen Muffenrohren von 40 bis herab zu 8 cm Lichtweite stattfindet.

Nach ministerieller Bestimmung ist auf allen Bahnhöfen eine für 20 Stunden erforderliche Wassermenge stets vorrätig zu halten, was im allgemeinen genügen wird, um etwa notwendige Ausbesserungsarbeiten auszuführen. Dieser Bestimmung ist auch in Hamm Rechnung getragen worden, indem der zwanzigstündige Wasserbedarf etwa 3500 m³ beträgt, die nach Fertigstellung des Bahnhofs in dem obengenannten und bereits vor dem Bahnhofumbau errichteten Wasserturm an der Rosengartenstraße, in dem 1922 erbauten Wasserturm am Schwarzen Weg und in dem noch zu erbauenden 1500 m³ fassenden Wasserturm in der Oestingstraße zusammen vorhanden sein werden. Eine weitere Sicherheit bietet eine Pumpstation, mit deren Hilfe Wasser aus der Lippe in die Rohrleitung gepumpt werden kann. Sie besteht aus drei Steinmüller-Kesseln und drei Dampfpumpen mit je 30 m³ Stundenleistung. Man beabsichtigt noch einen Notanschluß an ein zweites Wasserwerk, womit eine weitere Reserve geschaffen werden würde.

Bei dem Wasserturm am Schwarzen Weg hat die Eisenbahnverwaltung zum ersten Male einen größeren Versuch mit einem sogenannten Wohnwasserturm gewagt. In der Zeit der großen Wohnungsnot kam man nämlich auf den Gedanken, den Unterbau, dessen Innenraum zumeist unbenutzt bleibt, hier Wohnzwecken nutzbar zu machen. Da die Umfassungswände des Unterbaues vorhanden waren, war es mit verhältnismäßig geringen Kosten für Zwischenwände, Decken und inneren Ausbau möglich, Wohnungen zu schaffen. Mit Rücksicht auf diese Wohnungen erhielt der Wasserturm rechteckige Grundfläche.

Das Bauwerk hat außer einem Kellergeschoß drei Wohngeschosse mit je zwei geräumigen Wohnungen, zusammen also sechs Wohnungen. Darüber liegt der Tropfboden mit den zur Regelung des Wasser-Zu- und Abflusses erforderlichen Absperrschiebern und darüber der Behälterraum. In diesem befinden sich zwei zylindrische Eisenbetonbehälter mit einem Fassungsvermögen von je 500 m³. Der innere Durchmesser jedes Behälters mißt 8,60 m, die innere Höhe 9,90 m. Die Dicke der Wände ist unten 35 cm, oben nur 15 cm. Die Behälter wurden in einem Guß gestampft. Die Wasserdichtheit der Behälterwände wurde durch einen besonders sorgfältig ausgeführten inneren Putz und einen doppelten Inertolanstrich erreicht. Jeder Behälter ruht auf vier kräftigen Pfeilern. Die Innenwände der Wohnungen sind so gelegt, daß die Pfeiler in die Ecken zu stehen kommen, mithin in den Wohnräumen nicht unangenehm in Erscheinung treten.

Ausstellung „Heim und Technik“ in Leipzig 1926. Der Deutsche Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine beabsichtigt, vom 1. Mai bis 8. August 1926 in Leipzig eine Ausstellung „Heim und Technik“ zu veranstalten. Die Ausstellung soll in belehrender Form zeigen, welche Hilfsmittel die neuzeitliche Industrie gefunden hat, um Heimstätten zu schaffen und einzurichten und den Haushalt in wirtschaftlicher Form zu führen. Dabei soll auf die hygienischen Anforderungen eingegangen werden, die in einem Haushalt beobachtet werden müssen, sowie auf die Mittel, die zur Erholung durch Spiel und Unterhaltung dienen. Endlich soll der Kleingarten zur Darstellung gelangen, soweit er von einem berufstätigen Menschen in seiner freien Zeit gepflegt und erhalten werden kann.

Als Ausstellungsgelände stehen vorläufig 50 000 m² überdeckten Hallenraumes, außerdem reichliches Freigelände auf dem Gebiete der Technischen Messe, am Fuße des Völkerschlachtdenkmals zur Verfügung.

Für Rechnung der Stadt Leipzig sollen gebaut werden eine Gruppe von Einzel- und Doppelhäusern mit 25, sowie ein Block von sechs vierstöckigen Etagenhäusern mit etwa 50 kleinen und mittleren Wohnungen. Diese Häuser bezw. Wohnungen werden vollständig ausgerüstet, als Ausstellungsgegenstände gezeigt und nach Beendigung der Ausstellung vom Rat der Stadt Leipzig vermietet werden.

Alle Ausstellungsgegenstände, soweit deren Eigenart es zweckmäßig erscheinen läßt, sollen mit einer Beschreibung versehen werden, die dem Ausstellungsbesucher zugleich mit einer Sammelmappe ausgehändigt wird.

Programme, Ausstellungsbestimmungen und Anmeldevordrucke werden auf Anfordern von der „Ausstellungsleitung Heim und Technik, Berlin NW 7, Sommerstraße 4a“, versandt.

Personalnachrichten.

Bayern. Verliehen wurde dem Oberbauamtmann und Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Simbach F. Richter der Titel und Rang eines Oberregierungsbaurates.

Der Bauamtmann am Straßen- und Flußbauamt Weilheim H. Klein wurde auf Ansuchen in gleicher Diensteseigenschaft an das Straßen- und Flußbauamt München versetzt und zur Dienstleistung dem Staatsministerium des Innern, oberste Baubehörde, zugewiesen. Auf die Dauer dieser Verwendung ist er zur Führung des Titels eines Regierungsbaurats berechtigt.

Preußen. Überwiesen sind: der Regierungs- und Baurat (W.) Ortmann vom Wasserbauamt in Hannover der Wasserstraßendirektion daselbst; — der Regierungsbaumeister (W.) Knoke von der Wasserstraßendirektion Hannover dem Wasserbauamt daselbst.

INHALT: Hölzerne Lokomotivschuppentore. — Neubau der Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener. (Schluß.) — Eisenbetonspundwände. (Schluß.) — Vermischtes: — Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Felsstürze auf Helgoland. — Wasserbedarf unserer Großbahnhöfe. — Ausstellung „Heim und Technik“ in Leipzig 1926. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 12. Juni 1925 Heft 25

Belastungsversuche mit Gitterträgern, ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Friedrich Fölsing**, Frankfurt (Oder).

Die wirtschaftlichere Ausgestaltung des Eisenbahnbetriebes durch Einführung schwerer Lokomotiven und Güterwagen bringt auch eine erhöhte Beanspruchung der Eisenbahnbrücken mit sich. Die Folge davon ist, daß besonders viele eiserne Brücken, die den bisherigen Anforderungen noch genügt hätten, nunmehr verstärkt oder, sofern das Alter oder der bauliche Zustand der Brükken dies nicht mehr wirtschaftlich erscheinen läßt, ausgewechselt werden müssen.

Im Eisenbahndirektionsbezirk Osten wurden aus diesem Grunde die im Zuge der Ostbahn gelegenen und bereits in den Jahren 1857/58 in Betrieb genommenen eisernen Brücken über den Odervorflutkanal in Küstrin ausgebaut und durch Blechträger ersetzt. Da die Auswechslung der Brücken wegen der Wasserverhältnisse und der erforderlichen ungehinderten Weiterführung des Betriebes gewisse Schwierigkeiten bot, dürften einige kurze Angaben über die Arbeiten von allgemeinem Belang sein. Die 22 in Frage kommenden Überbauten gehörten zwei nebeneinander gelegenen Gleisen an. Die neuen Überbauten wurden, da die nötige Bauhöhe zur Verfügung stand, aus wirtschaftlichen Gründen als Blechträger mit obenliegender Fahrbahn ausgebildet, wodurch gleichzeitig eine Ersparnis von 90 cm an Pfeilerhöhe erreicht wurde. Mit der Änderung der Auflager war auch eine teilweise Erneuerung der schadhaften Pfeiler zu verbinden. Außerdem mußte durch seitliches Auskragen der Pfeiler Platz für ein drittes Gleis geschaffen werden (Abb. 1). Die Abfangung der Überbauten geschah auf einfachste Weise unter Verwendung von Holzböcken. Mit dem Umbau der Pfeiler wurde bereits im August 1923 begonnen. Die Maurer- und Betonarbeiten mußten jedoch im November wegen des Frostes eingestellt werden. Die Wiederaufnahme der Arbeiten war wegen der folgenden Hochwasserperiode erst im August 1924 möglich. Durch das umsichtige Vorgehen der ausführenden Firma, der Untergrundbaugesellschaft Berlin, war es jedoch möglich, die Arbeiten so zu fördern, daß Ende September 1924 mit dem Einbau der eisernen Überbauten durch die Firma Steffens & Nölle, Berlin-Tempelhof, begonnen werden konnte.

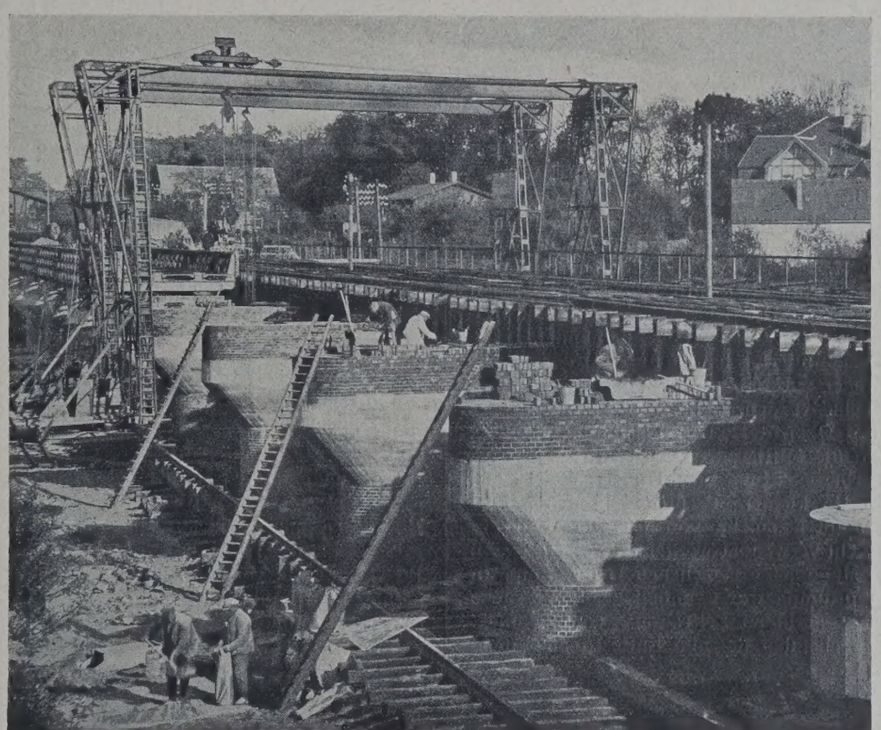


Abb. 1.

Die Auswechslung der Überbauten wurde in folgender Weise ausgeführt: Während einer auf beiden Gleisen herrschenden Zugpause fuhr eine Lokomotive mit einem leeren und einem mit dem neuen Überbau beladenen Wagen vor. Der im Nebengleis gelegene alte Überbau wurde nun von dem beide Gleise bestreichenden Kran angehoben und auf dem leeren Wagen abgesetzt (Abb. 2). Hierauf fuhr die Lokomotive so weit zurück, daß der neue Überbau neben die leere Öffnung zu liegen kam und mit Hilfe des Krans eingeschwenkt werden konnte. Der Betrieb mußte auf beiden Gleisen nur ungefähr zwei Stunden lang gesperrt werden. Die Auswechslungsarbeiten nahmen einschließlich der Vorbereitungen nur vier Wochen in Anspruch und wurden von der Brückenbaufirma planmäßig und ohne jede Stockung durchgeführt.

Die ausgebauten Überbauten, die in den Jahren 1856/57 in der staatlichen Brückenbauanstalt Dirschau in für damalige Zeit hervorragender Weise ausgeführt worden waren, stellten Trogbrücken aus Schweißeisen von 14,8 m Stützweite und ungefähr 4,3 m Hauptträgerentfernung dar. Die Hauptträger waren engmaschige Gitterträger mit schlaffen Füllungsstäben, wie sie in früherer Zeit wegen ihrer einfachen Herstellungsweise häufig zur Ausführung gelangten (Abb. 3 u. 4). Trotz der leichten und konstruktiv nicht ganz einwandfreien Bauweise haben sich die Überbauten im allgemeinen sehr gut bewährt, den erhöhten Anforderungen des Verkehrs waren sie jedoch nicht mehr gewachsen.

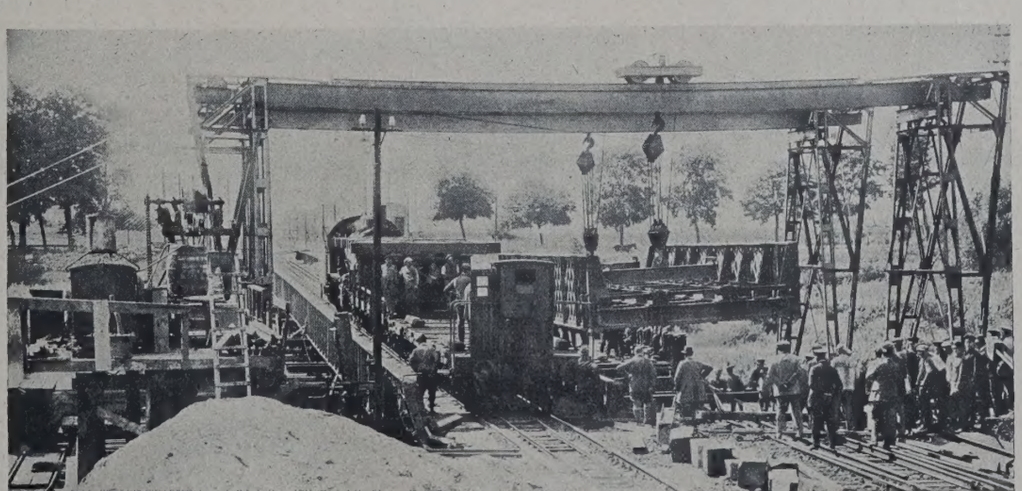


Abb. 2.

Da beabsichtigt war, einen Teil der Überbauten für untergeordnete Zwecke wieder zu verwenden, erschien es zweckmäßig, ihre Trag-

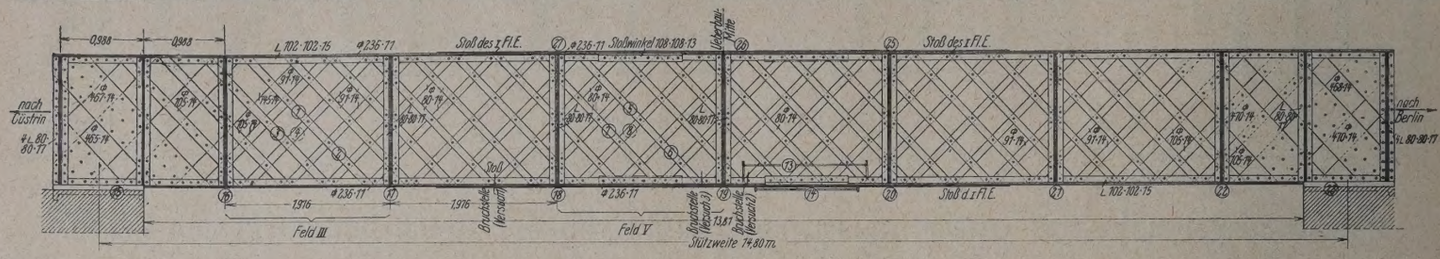


Abb. 3.

fähigkeit durch Belastungsversuche festzustellen, um so mehr, als eine genaue rechnerische Spannungsermittlung bei dem vorliegenden Trägersystem nur schwer möglich ist. Die Versuche mußten mit Rücksicht darauf, daß ein Bahntransport der Brücken nicht möglich war, am Orte ihrer früheren Verwendung auf Bahnhof Küstrin-Altstadt vorgenommen werden.

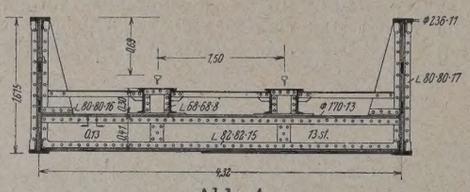


Abb. 4.

Eine gewisse Schwierigkeit bestand anfänglich bei der Beantwortung der Frage, in welcher Weise die Belastung durchgeführt werden sollte. Die Belastung eines Überbaues bis zum Bruch hätte bei der üblichen Verwendung von Eisenbahnschienen und bei Annahme gleichmäßig verteilter Last die Bereitstellung von ungefähr 500 t (= rd. 10 km) Schienen erfordert. Die Versuche hätten sich unter diesen Umständen wegen des zeitraubenden Aufbringens der Schienen auf mehrere Tage erstrecken müssen. Die Belastungsfrage wurde nun in der Weise gelöst, daß zwei mit den Obergurten aufeinandergelegte und an den Enden zusammengespannte Überbauten durch Druckwasserpressen *P*, die auf die Querträger wirkten, auseinandergetrieben und schließlich zum Bruch gebracht wurden, (Abb. 5, 6 u. 7). Da nur zehn Preßtöpfe für die sieben Querträger zur Verfügung standen, wurden sie so verteilt, daß auf die mittleren drei Querträger je zwei, auf die übrigen — unter Zwischenschaltung von Traversen *T* — vier Preßtöpfe zu wirken kamen. Da kleinere Preßtöpfe in genügender Zahl nicht vorrätig waren, mußten solche von je 300 t Hubkraft, 19 cm Hubhöhe und 0,5 t Gewicht verwendet werden. Je zwei Pressen standen mit einer mit einem Manometer versehenen Druckpumpe in Verbindung. Mittels dieser Anordnung war es möglich, die Versuche innerhalb eines verhältnismäßig geringen Zeitraumes vorzunehmen. Jeder Versuch mit den entsprechenden Be- und Entlastungen sowie den Pausen für die Bedienung der Meßgeräte nahm ungefähr vier Stunden in Anspruch. Außerdem gestatteten die Manometer, an den Pumpen die der Wirklichkeit entsprechenden genauen Drücke hervorzubringen.

Um die Wirkungsweise der Belastungsanordnung zu erproben, wurde Ende Oktober ein Vorversuch gemacht, der den gehegten Erwartungen entsprach. Da geeignete Meßapparate noch nicht zur Verfügung standen und der Versuch mit ungeeichten Manometern vorgenommen werden mußte, kann den Meßergebnissen kein wissenschaftlicher Wert beigemessen werden. Der Bruch trat ohne vorherige besondere Anzeichen und ohne sichtbare Formänderung der Wandglieder infolge Überbeanspruchung des Zuggurtes an einem nicht gedeckten Stoß einer Gurtplatte bei ungefähr 360 t Gesamtpressendruck ein (Abb. 8). Die in der Abbildung sichtbaren Zerstörungserscheinungen an den Diagonalen traten erst nach dem Bruch infolge der Durchsackung des Überbaues ein.

Von dem zerstörten Überbau wurden Materialproben dem Staatlichen Materialprüfungsamt in Lichterfelde zur Prüfung übersandt. Über das Ergebnis der Prüfung geben die nachstehenden, aus sechs Versuchen gemittelten Werte Aufschluß. Die Zahlen in der Klammer geben die erreichten Kleinst- bezw. Größtwerte an:

Elastizitätsmaß	1 960 800 kg/cm²	(1 923 600—1 993 400)
Proportionalitätsgrenze	1573 „	(1358—1756)
Streckgrenze	2213 „	(1989—2308)
Bruchgrenze	3486 „	(3345—3606)
Dehnung	20,9%	(18,9%—24,2%)

Es handelte sich nach den angegebenen Werten also um ein relativ gutes Material, das fast keine Querschnittsverminderung zeigte. Mitte November fand ein zweiter Belastungsversuch statt. Um den Überbau diesmal an anderer Stelle zum Bruch zu bringen, wurde der ungedeckte Plattenstoß im Untergurt, der beim Vorversuch den Bruch herbeigeführt hatte, mit einer Lasche von gleichem Querschnitt und Material gedeckt. Außerdem wurden die Wandungen der Hauptträger über den Auflagern, wie bereits schon beim ersten Versuch geschehen,

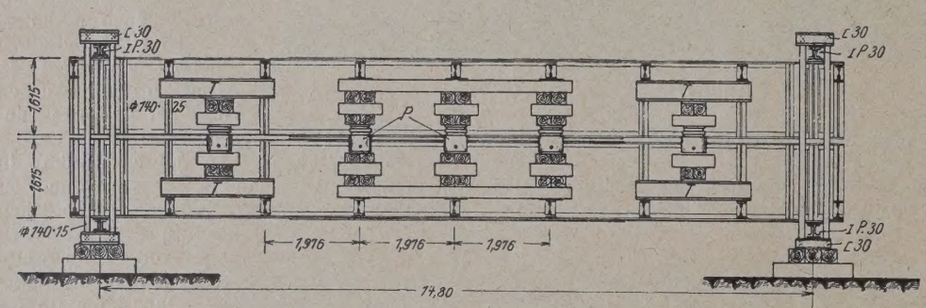


Abb. 5. Längenschnitt.

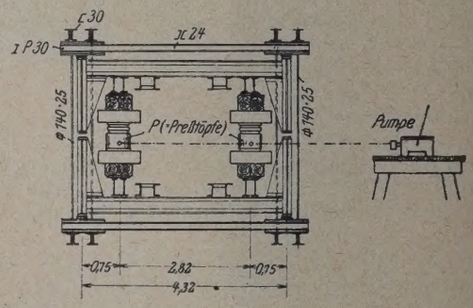


Abb. 6. Querschnitt.

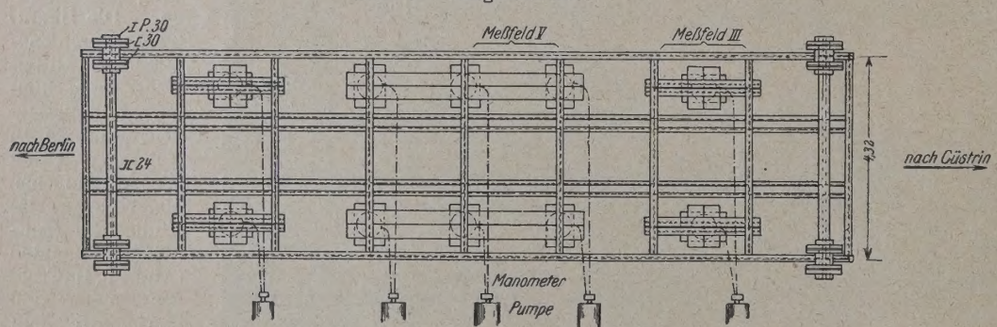


Abb. 7. Grundriß.

durch vier kreuzförmig angeordnete, lotrechte Winkel ausgesteift. Die Auflagerung geschah unmittelbar auf den Flanschen der Peiner Träger 30, die entsprechend ausgesteift worden waren. Die Pressen wurden, wie beim Vorversuch, nicht an den Anschlußstellen der Längsträger an die Querträger (1,4 m vom Hauptträger), sondern nur je 0,75 m vom Hauptträger entfernt angesetzt, um eine etwaige Überbeanspruchung der Querträger von vornherein auszuschließen. Die Messungen beschränkten sich auf die Feststellung der Spannungen im Untergurt und in den Diagonalen des III. und V. Feldes. Außerdem wurden an den Anschlußstellen der Querträger die Senkungen des Hauptträgers mittels einfacher schieberartiger Maßstäbe, die mittels Federn an den Untergurt gedrückt wurden, gemessen. Zur Ermittlung der Spannungen wurden zehn Leunersche Spannungsmesser verwendet. Die Anordnung der Apparate ist aus Abb. 9 u. 10 ersichtlich. — Die Versuche wurden für die nachstehenden Belastungsfälle durchgeführt:

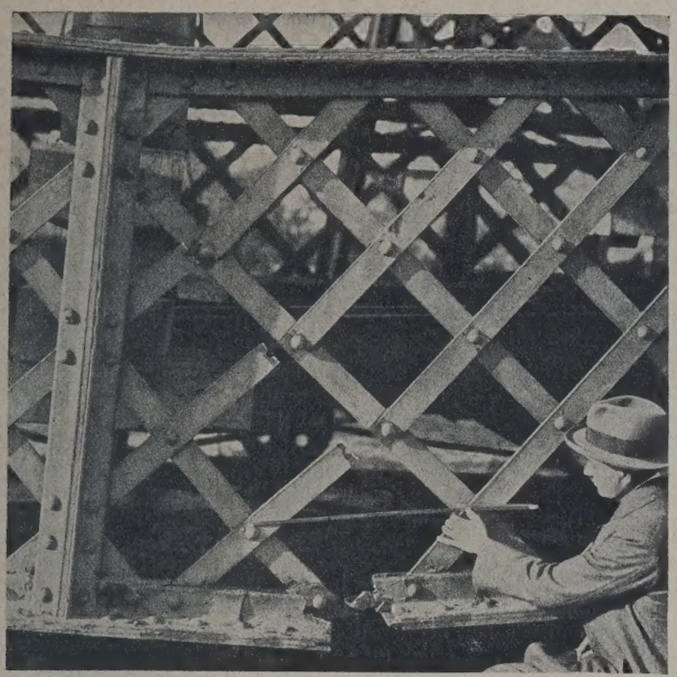
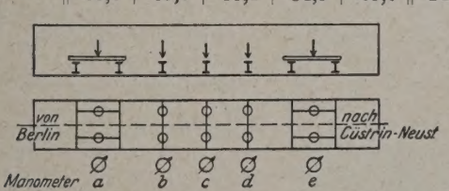


Abb. 8. Versuch I.

1. Belastung eines Überbaues durch Lasten, die ungefähr einer mit der vordersten Achse über dem zweiten Querträger stehenden P 10-Lokomotive entsprechen.

Tabelle 1. Versuch II.

Belast.-Nr.	Belastung mit	Last an den Preßtöpfen in t, angeschlossen an					Summe Σ^t	Gesamt $2\,\Sigma^t$
		Man. *a*	Man. *b*	Man. *c*	Man. *d*	Man. *e*		
1	0	0	0	0	0	0	0	0
2	P_{10}	13,1	9,1	9,4	9,7	14,1	55,4	111
3	0	0	0	0	0	0	0	0
4	P_{10}	13,1	9,1	9,4	9,7	14,1	55,4	111
5	$\varphi\, P_{10}$	21,0	14,7	15,3	15,5	22,4	88,9	178
6	0	0	0	0	0	0	0	0
7	$\varphi\, P_{10}$	21,0	14,7	15,3	15,5	22,4	88,9	178
8	N	15,9	16,5	15,0	15,0	29,3	91,7	183
9	$\varphi\, N$	25,7	26,6	24,0	24,0	47,4	147,7	295
10	0	0	0	0	0	0	0	0
11	gleichmäßig verteilte Belastung	30,3	14,9	15,0	15,0	29,5	104,7	209
12		40,1	20,0	20,1	20,1	39,5	139,8	280
13		50,1	25,1	25,1	25,1	49,6	175,0	350
14		59,8	30,1	30,2	30,1	59,4	209,6	419
15		69,8	35,0	35,1	34,9	69,6	244,4	489



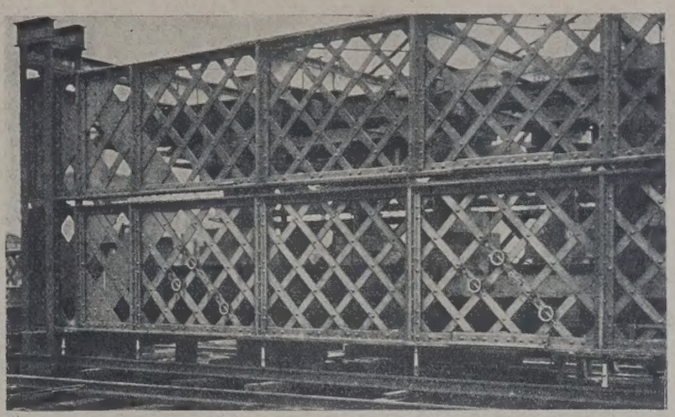


Abb. 9. Versuch II.

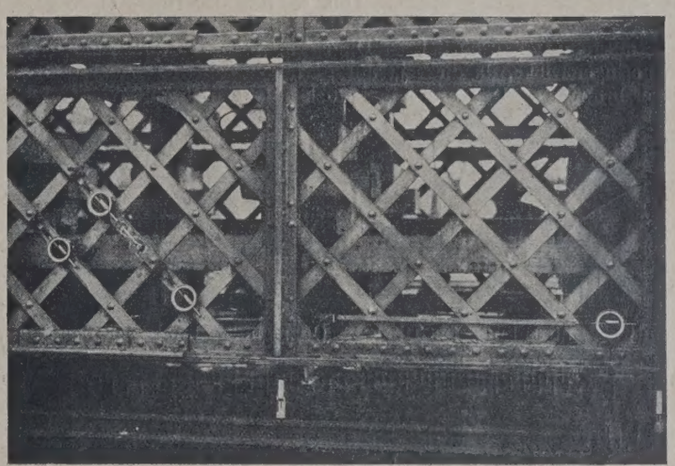


Abb. 10. Versuch II.

2. Belastung wie bei 1, jedoch unter Berücksichtigung einer Stoßzahl $\varphi = 1{,}61$.

3. Belastung eines Überbaues entsprechend dem Lastenzug N in gleicher Stellung wie 1.

4. Belastung wie bei 3, jedoch unter Berücksichtigung von $\varphi = 1{,}61$.

5. Belastung eines Überbaues durch gleich große auf die Querträger wirkende Kräfte bis zum Bruch.

In Tabelle 1 sind die aus den Manometerablesungen errechneten Pressendrücke ersichtlich. Nach Belastung Nr. 2, 5 u. 9 wurde der Überbau wieder entlastet, um bleibende Formänderungen feststellen zu können. Bei der gleichmäßigen Belastung des Trägers (Nr. 11 bis 15) wurde die Gesamtlast immer um je rd. 70 t erhöht.

Der Versuch verlief wie folgt.

Unter der Einwirkung der Lasten 1, 2 u. 3 zeigten sich an dem Überbau keine wesentlichen Erscheinungen. Die bleibende Durchbiegung betrug im Falle 2 ungefähr 10 % der Gesamtdurchbiegung.

Zwischen Belastungsfall 3 u. 4 wurde die Proportionalitätsgrenze im Untergurt überschritten und bereits eine bleibende Durchbiegung von 25 % erreicht. (Fortsetzung folgt.)

Der Bau der drei Trockendocks der Nederlandsche Dok-Maatschappij in Amsterdam.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **K. E. Schonnopp** der Siemens-Bauunion.

Aus einem seit langem gefühlten Bedürfnis heraus wurde von mehreren der größten Schiffahrtsgesellschaften der Niederlande die Ned. Dok-Mij. ins Leben gerufen, die im Nordwesten von Amsterdam am Noordzeekanaal auf einem dazu erworbenen Gelände im Noorder IJ-Polder drei Trockendocks bauen ließ.

Der Entwurf sowohl für die Docks als auch für die gesamte weitere Ausrüstung des an drei Seiten vom Wasser zugänglichen Dockgeländes stammt von Ingenieur W. C. Koehler, dem Chef der Abteilung „Havenwerken" der Stadt Amsterdam, der wegen seiner reichhaltigen Bauerfahrungen besonders dazu berufen erschien, die Pläne und Berechnungen für die Docks in dem für Gründungen nicht gerade günstigen Boden Amsterdams durchzuführen.

In einem kürzlich in „De Ingenieur" Nr. 3 von Herrn Koehler veröffentlichten Aufsatze finden wir über die Größenabmessungen der drei Docks folgende Angaben:

Docklänge in m	Ordinate von Oberkante Docksohle	Breite der Docks in m	Netto-Inhalt in m^3
Dock Nr. I: 204—220	— 10,50 A. P.	28,50	60 000
„ „ II: 165	— 8,20 A. P.	23,00	30 000
„ „ III: 140	— 7,50 A. P.	21,00	22 000

Die beiden kleineren Docks sind als Drainagedocks konstruiert, während das größte, das Trockendock I, als vollkommen wasserdichte

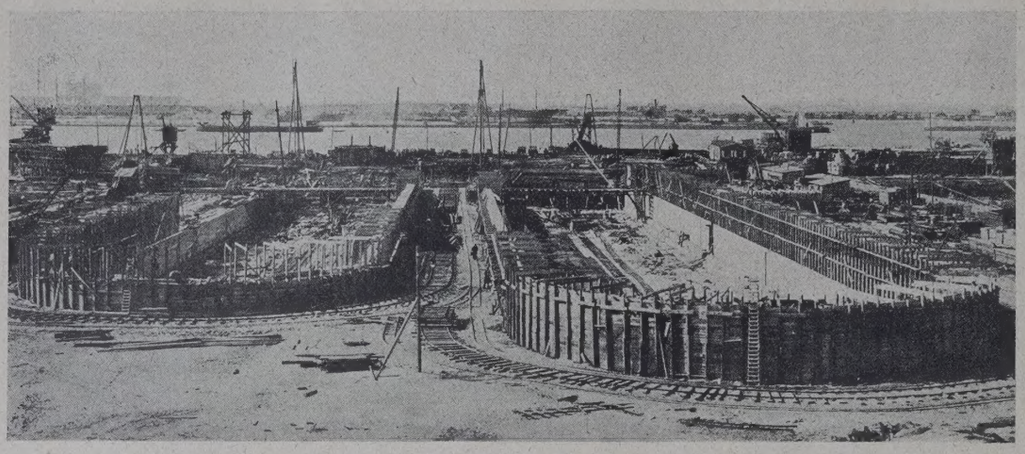
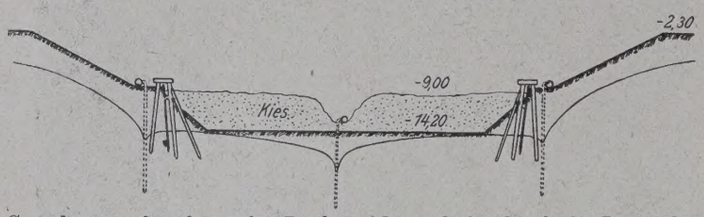
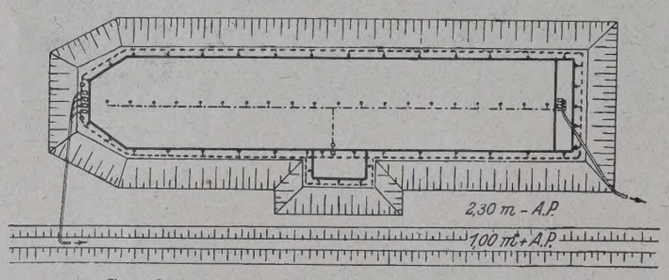


Abb. 1. Bau der Docks II und III.

Dock ausgeführt worden ist. — Die Drainagedocks haben Sohlen von nur geringer Dicke, da diese ja nur geringem Auftrieb Widerstand zu leisten brauchen. Das unter der Docksohle befindliche Wasser wird



Grundwasserabsenkung für Dock 1. Querschnitt durch die Baugrube.



Grundwasserabsenkung für Dock 1. Grundriß.
Abb. 3.

beim Leerpumpen des Docks durch ein Drainagesystem zusammen mit dem im Dockinnern befindlichen Wasser dem Pumpensumpf zugeführt, aus dem es dann abgepumpt wird. Bei der Sohlendicke von nur 80 cm mußte also vor allem dafür gesorgt werden, daß sich kein Wasserüberdruck unter der Docksohle bilden kann. Dies wurde am sichersten dadurch erreicht, daß man die Docks auf die zwischen — 9 m A. P. und etwa — 17 bis — 19 m A. P. vorhandenen Kleischichten setzte, die mit dünnen Sandschichten abwechseln und zusammen eine beinahe undurchlässige Abschließung der darunter befindlichen scharfen Sande mit Süßwasser zustande bringen. Unter jeder der Mauern der Docks II und III befinden sich zwei Reihen hölzerner Spundwände, um ein seitliches Zufließen des Grundwassers unter die Docksohlen soviel wie möglich zu verhindern. Die Dockmauern sowohl wie die mittleren Streifen der Sohlen, auf die die Kielblöcke zu liegen kommen, stehen auf Pfählen. Auch die Dockhäupter sind in ihrer Gesamtausdehnung auf Pfählen aufgebaut; hier hat man zur Erreichung eines wasserdichten Abschlusses der Docksohle gegen das Außenwasser drei Reihen hölzerner Spundwände, bis zu — 15 m A. P. hinabreichend, gerammt.

Obwohl die beiden kleinen Docks nicht mehr als 10,50 m voneinander entfernt sind, können sie doch unabhängig voneinander gefüllt oder geleert werden. Sie haben nur eine gemeinsame Pumpeneinrichtung, die sich zwischen beiden befindet und aus zwei Kreiselpumpen besteht. Während die Motoren von je 250 PS oben stehen, befinden sich die mittels lotrecht stehender Achsen an die Motoren unmittelbar gekuppelten Pumpen auf — 10 m A. P. So ist es möglich, das Dock II in 170 Min. und das Dock III in 120 Min. zu leeren. Um kleinere Wassermengen und Drainagewasser wegzupumpen, sind noch zwei weitere Pumpen mit je 45-PS-Motoren vorhanden.

Die Bauausführung der Drainagedocks brachte nichts Besonderes mit sich. Man schachtete mittels Eimerkettenbagger im Trockenen bis zu — 7,50 m A. P. aus und entfernte dann den Boden unter den Mauern mit Hand. Der gesamte ausgehobene Boden wurde im Lokomotivbetriebe auf dem Werkgelände wieder abgelagert oder zum Aufschütten der Polderdeiche benutzt. Für den Bodenaushub und das Betonieren der Dockhäupter wurde eine kleine Grundwassersenkungsanlage nötig, die ein holländischer Unternehmer in der landesüblichen Weise mit dünnen Filterbrunnen anlegte (Abb. 1).

Trotz mehrfacher Streiks konnten die beiden kleinen Docks, in denen zusammen etwa 7000 Holzpfähle, 1000 m³ hölzerne Spundwand, 30 000 m³ Stampfbeton und 500 t Bewehrungseisen verarbeitet waren, zwei Jahre nach Baubeginn in Betrieb genommen werden.

Wesentlich anders, schon aus der Art des Entwurfes heraus, gestaltete sich die Bauausführung des großen Docks, des Trockendocks I. Auf Grund der eingangs erwähnten Schichtenlagerung mußte man sich von vornherein darüber klar sein, daß ein Ausschachten der Baugrube bis zur erforderlichen Tiefe, — 14,20 m A. P., nicht ohne Störungen durch das Grundwasser möglich sein würde. Durch Abtragung der über den bei etwa — 17 m A. P. beginnenden, stark wasserführenden Sandschichten liegenden Bodenmassen würde die Auflast des Tiefwassers verringert werden, bis bei einer gewissen erreichten Aushubtiefe die noch vorhandenen Bodenmassen dem aufwärts gerichteten Druck des Tiefwassers nicht mehr standzuhalten vermochten. Aus dieser Überlegung heraus hatte Herr Köhler auch in seinem Entwurf eine ausgedehnte Grundwassersenkungsanlage vorgesehen, um eben einem Durchbruch des Tiefwassers zuvorzukommen.

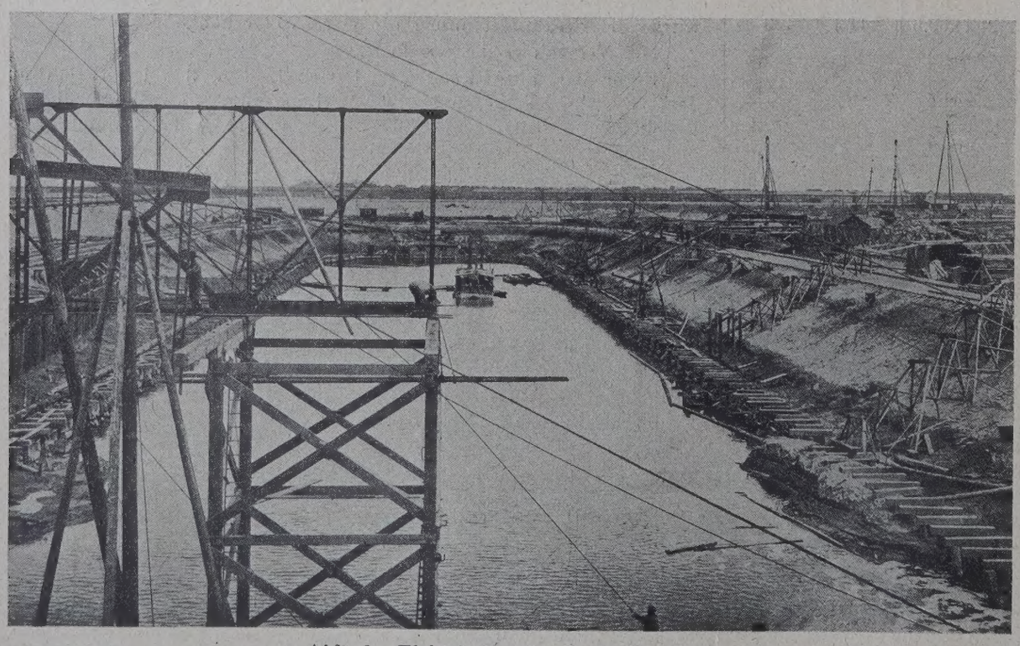


Abb. 2. Elektrischer Sauger in Betrieb.

Der erste Teil des Bodenaushubes wurde auch bei Dock I mit Eimerkettenbagger bis zu — 9 m A. P. ausgeführt. Alsdann schlug man auf dieser Tiefenlage eine bis etwa — 16 m A. P. hinabreichende, die gesamte Baugrube umschließende hölzerne Spundwand, die durch Pfahljoche gestützt wurde. Der weitere Bodenaushub bis zur erforderlichen Tiefe sollte dann mittels eines Saugers ausgeführt werden.

Dieser, ein elektrisch betriebener Sauger mit zwei Kreiselpumpen an Bord, wurde von einem Schwimmkran über den Deich des Nordseekanals in die Baugrube gehoben und in der stets bis — 9 m A. P. mit Wasser gefüllten Spundwandgrube in Betrieb genommen (Abb. 2).

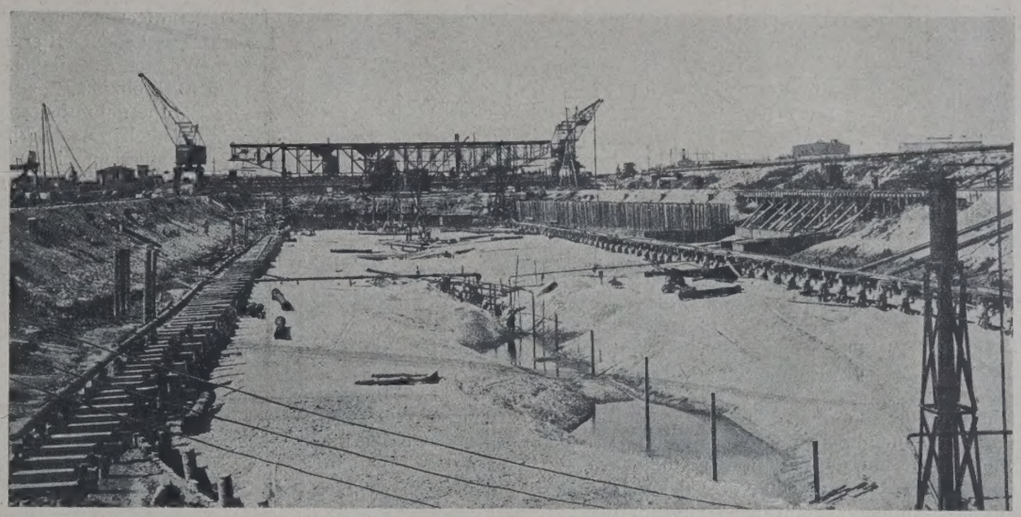


Abb. 4. Einbau der Mittelstaffel der Grundwassersenkung.

Da sich in der ersten Zeit keinerlei Schwierigkeiten zeigten, glaubte die ausführende Firma, zunächst ohne eine Grundwassersenkung auskommen zu können, bis sich schließlich doch plötzlich die ersten Durchbrüche in den noch auf den Sandschichten aufliegenden Kleischichten zeigten. Diese Quellenbildungen verursachten dann auch Verschiebungen der Spundwand. Besonders die beiden quer zur Dockachse im künftigen Dockhaupt gerammten Spundwände kamen etwa 1,60 m nach vorn. Unter diesen Umständen mußte man sich doch zum sofortigen Einbau einer Grundwassersenkungsanlage entschließen, die zunächst aus einer Ringstaffel außerhalb der Spundwand bestand, etwa 35 große Filterbrunnen, die bis in die stark wasserführenden Sandschichten reichten, zählte und von zwei Kreiselpumpen, die mit je 70-PS-Motoren gekuppelt waren, betrieben wurde. Zwei weitere Pumpen, von Lokomobilen angetrieben, standen ständig in betriebsbereiter Reserve (Abb. 3). Der Einbau dieser Filterbrunnen, die von der Geländehöhe — 9 m A. P. aus 13 m tief gebohrt wurden, gestaltete sich vor allem bei den ersten Brunnen am hinteren Ende des Docks in der Nähe der dort eingerichteten Pumpstation einigermaßen schwierig. Sowie nämlich beim Bohren die eingangs erwähnten Kleischichten zum größten Teil durchfahren waren, wirkte sich der darunter befindliche Druck des Wassers aus und preßte im Bohrloch den letzten Teil der abschließenden Tonschicht heraus, worauf dann natürlich ein dauerndes Wasseraufsteigen eintrat. Besondere Sorgfalt war daher bei Herstellung der Filterbrunnen in diesen artesischen Brunnen erforderlich, um zu verhindern, daß später vielleicht Sand mitgepumpt wurde.

Indem man nun zu beiden Seiten des Docks mit je zwei Bohrkolonnen nach dem Dockhaupt zu vorging und in Abständen von 12 bis 18 m die Filterbrunnen anlegte, konnte man auch von der inzwischen fertiggestellten Pumpstation am hinteren Dockende aus bereits den ersten Teil der fertiggestellten und an eine 300 mm starke Rohrleitung angeschlossenen Brunnen in Betrieb nehmen. An den verschiedensten Stellen des Dockgeländes angelegte Beobachtungsbrunnen zeigten dann bald, daß der Druck in den wasserführenden Schichten unter den Kleischichten durch diese Ringstaffel bis auf etwa — 9 m A.P. vermindert war. Nun konnte also der weitere Bodenaushub bis zu —14,20 m A. P. ungestört seinen Fortgang nehmen, sofern stets Wasser bis rd. 8,50 m A. P. innerhalb der Spundwand gehalten wurde.

Zum Lösen einer etwa 40 cm starken Torfschicht, die vollkommen trocken und hart war, hatte man über dem Munde des Saugerohrs einen „cutter“ am Sauger angebracht, der den Torf erst in Stücke schnitt, da er sonst nicht aufgesogen werden konnte.

Besondere Beachtung nun verdienen die weiteren Arbeitsvorgänge und vor allem ihr Ineinandergreifen. Da man nur über sehr geringe Lagerplatzmöglichkeiten verfügte, hatte man die ausgehobene Baugrube innerhalb der Spundwand gleichzeitig als Kieslagerplatz vorgesehen. Dies sollte außerdem noch den Vorteil einer wieder auf die Tiefwasserschichten aufgebrachten Auflast haben, die auch einer Entspannung der Bodenschichten, auf denen das Dock gegründet werden sollte, vorbeugte. Während sich der Sauger nach dem Dockhaupt zu voranarbeitete, begann man schon durch eine auf den Pfahljochen verlegte Rohrleitung von 40 cm Durchm. den für die spätere Betonbereitung erforderlichen Kiessand (1 Teil Sand, 2 Teile Kies) von einem im Nordseekanal liegenden Sauger aus in die Baugrube einzuspülen (s. Abb. 2).

Sobald der hinterste Teil bis etwa — 8 m A. P. mit Kies gefüllt war, dieser also aus dem Wasser herausragte, begann man mit dem Einbau einer weiteren Grundwassersenkungsstaffel. Man hatte beim Einspülen des Kieses bereits in der Dockachse eine Rinne freigelassen, um das Verlegen der Rohrleitung für die zweite Staffel zu erleichtern. Nachdem mittels einer offenen Wasserhaltung das Wasser im Kies bis etwa — 10 m A. P. abgesenkt war, wurden zunächst die Brunnen gebohrt, die hier über den 10 m langen Filtern noch ein Stück glattes Rohr erhielten, das später beim Anschließen der Brunnen an die zu verlegende tiefer liegende Rohrleitung abgenommen wurde (Abb. 4). Da das Grundwasser beim Verlegen der Rohrleitung auf — 12,50 m A.P. mit 3,5 m Überdruck aus dem Boden herausströmte, war eine offene Wasserhaltung, die an die Ringleitung der ersten Staffel angeschlossen wurde, erforderlich. Für die Inbetriebnahme der hinteren Hälfte dieser zweiten Brunnenstaffel richtete man im Pumpenkeller des Docks zunächst eine einstweilige Pumpstation ein, an die man zehn Brunnen anschloß. Infolge sehr starken Gasgehaltes des Grundwassers wurde die Aufstellung einer Entgasungsanlage auch für diese einstweilige Pumpstation nötig. Um später genau dem Arbeitsfortschritt beim Betonieren der Docksohle mit dem Abbau der zweiten Brunnenstaffel folgen zu können, mußte in die Saugeleitung bei jedem Brunnen ein Absperrschieber eingebaut werden. Dadurch war es also möglich, stets einen Brunnen mit dem Stück Saugeleitung bis zum folgenden Brunnen abzubauen, was gerade zwei von den weiter unten beschriebenen Arbeitsstreifen von 5 bis 6 m Breite entsprach. Mit dieser zweiten Staffel, deren Hauptpumpstation dann im Dockhaupt eingerichtet wurde und aus einer Betriebspumpe mit einem 71-PS-Motor und einer Reservepumpe bestand, verminderte man zunächst den Druck in den wasserführenden Schichten weiter und stellte außerdem eine trockene Baugrube für das Betonieren des Dockkörpers her (Abb. 5).

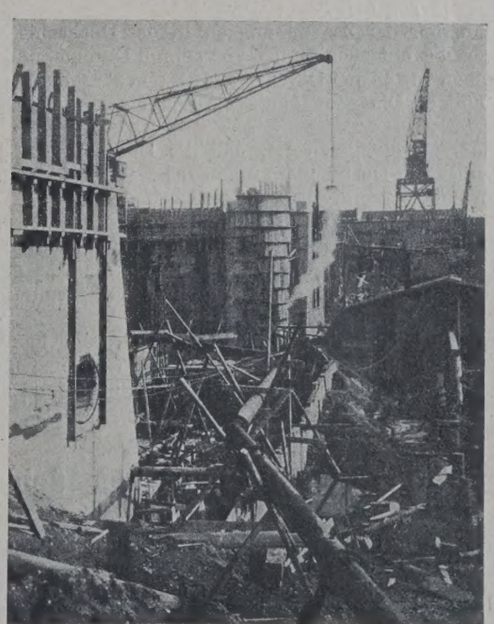


Abb. 5. Pumpstation im Dockhaupt.

Für das Betonieren war eine Kranbrücke gebaut worden, die die gesamte Breite des Docks überspannte und auf Schienen lief, die auf den Pfahljochen verlegt waren. Zwei elektrische Drehkrane von 7,50 m kleinster und 12 m größter Ausladung bei einer Tragkraft von 6 t fuhren oben auf der Brücke und dienten in der Hauptsache dazu, den Kiessand mittels 2 m³ fassender Greifer aus der Baugrube in die in der Kranbrücke untergebrachten zwei Gaube & Gockel-Betonmischmaschinen zu schütten, die auch innerhalb der Brücke ver-

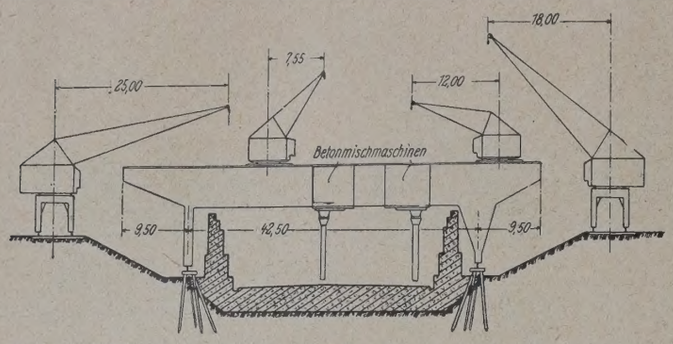


Abb. 6. Elektrisch angetriebene Kranbrücke mit 2 Greiferkranen, 2 Mischmaschinen und 2 Portalkranen.

fahren werden konnten (Abb. 6). Die Bindemittel wurden von zwei Portalkranen mit einer Größtausladung von 25 m bei einer Tragkraft von 5 t, die auf Bermen in der Höhenlage — 2,30 m A. P. zu beiden Längsseiten der Baugrube fahren konnten, aus Lokomotivzügen den Mischmaschinen zugeführt. Weiterhin dienten die Portalkrane dann zum Betonieren der Dockmauern, wobei sie die mit Lokomotivzügen angebrachten Kübel mit fertigem Beton packten und entleerten. Dieser Beton für die Mauern wurde in einer am Deich vor dem Dockhaupt aufgestellten festen Mischmaschine hergestellt.

Der Vorteil dieses Betonierungsverfahrens besonders für die Docksohle von der Kranbrücke aus liegt hauptsächlich darin, daß kein unnötiges mehrmaliges Transportieren der Baustoffe erforderlich wurde; denn nachdem z. B. der hinterste Teil der Baugrube bis zur Tiefe ausgeschachtet war und die Bewehrungseisen gestellt waren, nahm man, um diesen Streifen von etwa 5 bis 6 m Breite zu betonieren, den davorliegenden Kiessand dazu und stellte so wiederum einen Streifen von 5 bis 6 m her, in dem man sofort mit dem Stellen der Eisenbewehrung beginnen konnte usw. Ein weiterer Vorteil aber war, daß der Untergrund auf diese Weise höchstens zwei Tage vollkommen unbelastet war.

Der aus den Betonmaschinen in der Kranbrücke durch zwei Schüttrohre, die Neigungen bis zu 20 ° aus der Lotrechten erhalten konnten, in die Baugrube gefallene Beton wurde dort mittels Preßluftstampfer gestampft (Abb. 7).

Die doppelt bewehrte, 3,60 m dicke Docksohle wurde in vier Monaten eingebracht; dies wurde erreicht, indem man während der Nacht Eisen verlegte und tagsüber betonierte, wobei etwa 500 bis 650 m³ Beton je Tag hergestellt wurden.

Zur Aufnahme der Zugspannungen in der Docksohle wurde die obere Bewehrung mit zehn Stäben von 50 mm Durchm. und die untere mit acht Stäben von 45 mm Durchm. auf 1 lfd. m ausgebildet. Außerdem waren die nötigen Diagonalstäbe zur Aufnahme der Schubspannungen vorhanden.

Besonders zu erwähnen ist, daß die Docksohle auf jeder Seite noch 2,5 m über die Dockmauern hinausragt. Der auf diesen Konsolen aufliegende Boden ergibt also eine Sicherheit gegen Auftrieb des Docks, da der gesamte Dockquerschnitt so berechnet war, daß das Dock im entleerten Zustande gerade noch dem Auftriebe Widerstand leisten konnte. Außerdem aber werden durch die verlängerte Sohle die Gewichte der Mauern auf eine breitere Untergrundfläche übertragen.

Im Hinblick auf die große Länge des Docks sind in den Mauern vier lotrechte Dehnungsfugen angebracht, während in der Sohle nur eine durchgehende Fuge, nämlich zwischen Dockhaupt und eigentlicher Docksohle, ausgeführt wurde.

Die Entleerung dieses größten der drei Docks kann auch in 170 Min. geschehen. Hierfür sind in einem besonderen Pumpenkeller an der Westseite des Docks, etwa in dessen Mitte, vier Pumpen auf — 12 m A. P. eingebaut, die durch auf + 1 m A. P. stehende, lotrecht an die Pumpe gekuppelte Motoren von je 250 PS angetrieben werden. Der Pumpenkeller ist unabhängig vom Dock gegründet. Beim Anschluß der Kellermauer an die Dockmauer ist dafür eine durchgehende Fuge mit zwei Asphaltdichtungen angeordnet.

Im ganzen wurden für das Dock I 90 000 m³ Boden mittels Eimerkettenbagger, 40 000 m³ Boden mittels Sauger und 200 000 m³ Boden der Zufahrtkanäle durch Naßbagger entfernt. Man verarbeitete 500 Holzpfähle, 1000 m³ hölzerne Spundwand, 53 000 m³ Beton, 2200 t Bewehrungseisen und 480 m³ Natursteine.

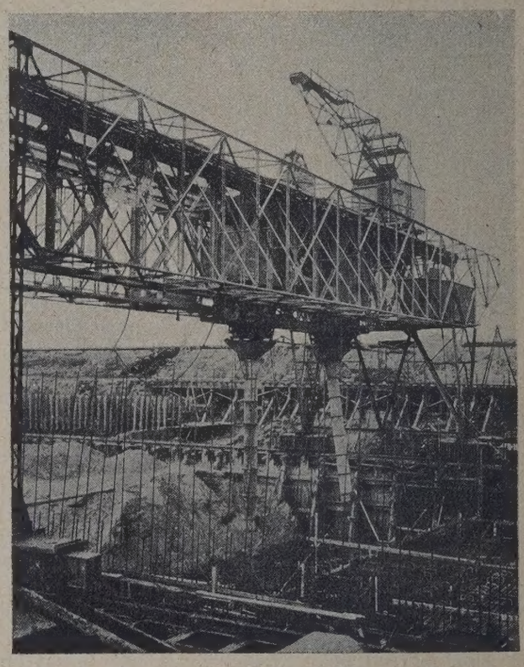


Abb. 7. Betonieren der Docksohle von Dock I.

Alle drei Docks können durch Stemmtore geschlossen werden. Beim Dock I besteht jedoch außerdem noch die Möglichkeit, ganz an der Außenseite des Docks ein Schwimmtor anzubringen, wodurch die normale Nutzlänge von 204 m auf 220 m vergrößert werden kann. Das Schwimmtor kann aber auch etwa in der Mitte des Docks angebracht werden, wodurch eine Zweiteilung des Dockraums erreicht wird.

Trotz mancher Verzögerungen im Bau durch Streiks wurde das große Dock im Jahre 1923 nach etwa zweijähriger Bauzeit fertiggestellt.

Der gesamte Bodenaushub für die drei Docks wurde von der Firma T. den Breejen van den Bout, Nijmegen, ausgeführt, die auch den Bau des großen Docks ausführte unter Zuhilfenahme der Firma Siemens & Halske A.G., Waterbouwkundige Werken, Den Haag, die die Grundwassersenkung ausführte. Die beiden kleinen Docks wurden von der Firma W. M. T. Thyssen, Amsterdam, ausgeführt.

Sowohl was Baukosten als vor allem auch Sicherheit und Schnelligkeit der Bauausführung betrifft, darf man sagen, daß die Wahl des von Herrn Koehler entworfenen Planes der gesamten Dockanlage die richtige war.

Alle Rechte vorbehalten.

Eine neue Verladebrücke im Duisburg-Ruhrorter Hafen.

Von Ing. W. Müller, Duisburg.

Der bedeutende Umfang, den der Warenaustausch in fast allen Ländern der Erde in der neueren Zeit angenommen hat, erfordert in immer steigendem Maße Vorrichtungen und Hilfsmittel, um das Be- und Entladen der Fördermittel zu beschleunigen und so die Wirtschaftlichkeit des in den Fahrzeugen angelegten großen Kapitals durch raschen Umlauf sicherzustellen. Jede Minute, die beim Umschlag der Güter verloren geht, bedeutet eine Erhöhung der Unkosten und führt unnötige Verteuerung herbei. Infolgedessen ist auch eine neuzeitliche Hafenanlage, gleich ob sie nun am Meer, an Flüssen oder an Kanälen gelegen ist, ohne großzügige, rasch und sicher arbeitende Förder- und Verladeanlagen undenkbar. Handelt es sich nur um unmittelbaren Umschlag von Schiff zu Schiff oder von Schiff auf Eisenbahn und umgekehrt, so besorgen feststehende und fahrbare Drehkrane sowie Schwimmkrane das Überladen; sollen aber außerdem die Güter auch auf einen Lagerplatz befördert werden, so finden Verladebrücken Anwendung. Diese Verladebrücken sind langgestreckte Eisenfachwerkbrücken, die auf Fahrbahnstützen ruhen und meist auf Gleisen fahrbar sind. Das Heben und Bewegen der Lasten besorgen entweder Drehkrane oder Laufkatzen. Während die Drehkrane auf dem Obergurt der Brücken fahren, bewegen sich die Laufkatzen meist auf besonderen Laufbahnträgern am Untergurt und haben zur Erweiterung ihres Arbeitsbereiches oft drehbare Ausleger. Der Hauptvorzug dieser Anlagen besteht vor allem in der Möglichkeit, die Abmessungen der Brücken dem Lagerplatz anzupassen. Die Anlagen sind meist so ausgebildet, daß die Brücke die Anschlußgleise und den Lagerplatz in seiner ganzen Tiefe überspannt und daher sowohl unmittelbares Überladen als auch Beschicken des Lagers ermöglicht. Bei besonders tiefen oder unregelmäßigen Lagerplätzen kann die Einrichtung auch so getroffen werden, daß eine kleine fahrbare Brücke den Kai überspannt, die mit besonderen feststehenden oder fahrbaren Lagerplatzbrücken nach Bedarf zum Über-

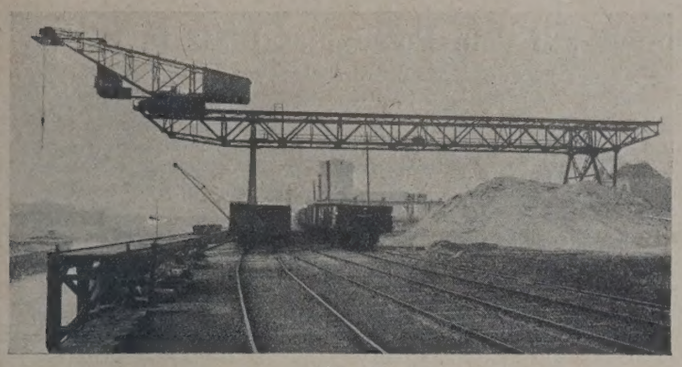


Abb. 1.

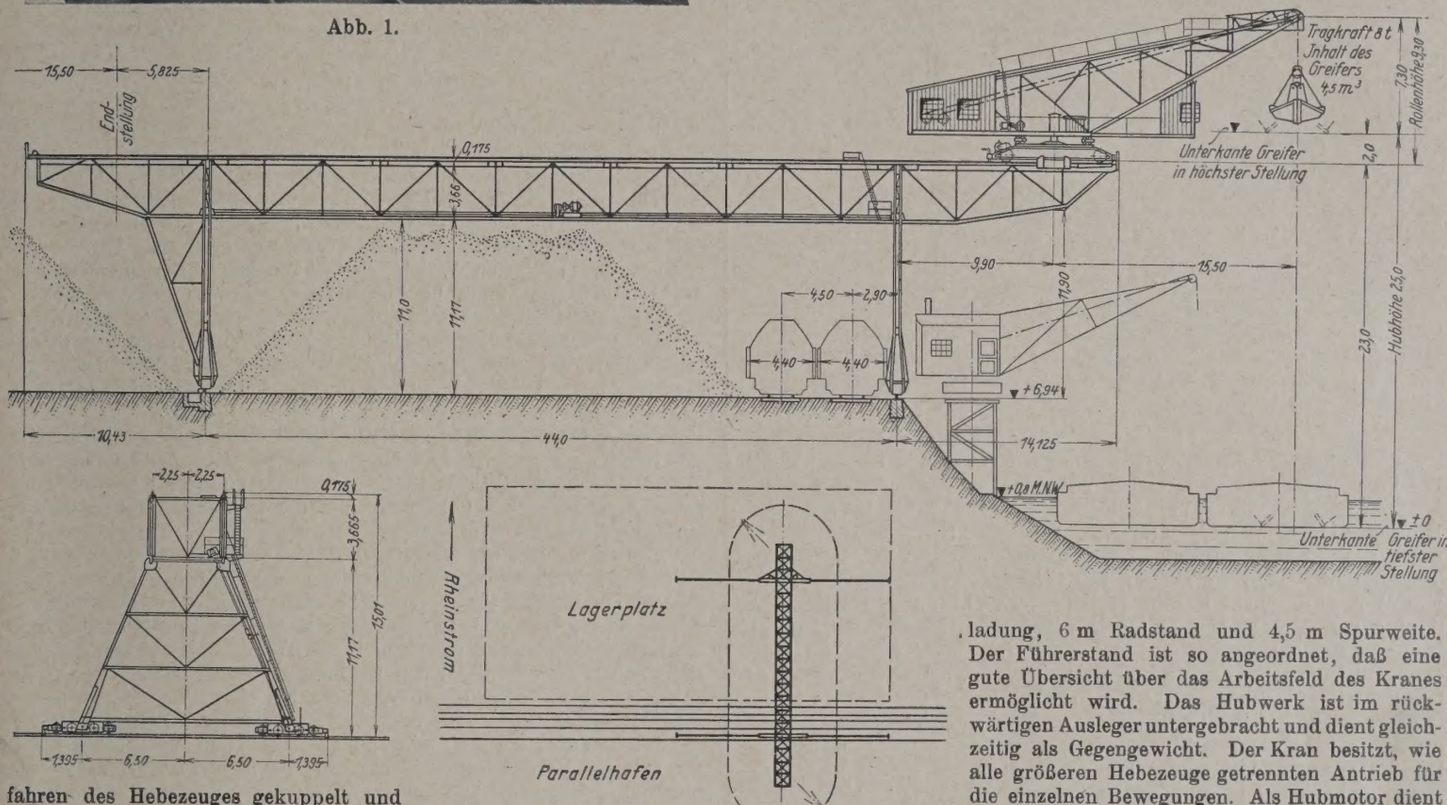


Abb. 2.

fahren des Hebezeuges gekuppelt und verriegelt werden kann. Diese feststehenden oder fahrbaren Brücken lassen sich dann leicht der jeweiligen Form des Lagerplatzes anpassen.

Bei Verwendung einfacher Laufkatzen als Hebezeug müssen die Brücken mit entsprechend langen wasserseitigen Auslegern ausgerüstet werden, die zum Hochklappen eingerichtet sind, damit Schiffe mit hohen Aufbauten beim Anlegen und Verholen nicht behindert werden. Zum Umschlag von Schiff zu Schiff eignet sich als Hebezeug besonders die Drehlaufkatze, da die Umladung hierbei ohne Verfahren der Katze lediglich durch Drehen des Auslegers bewerkstelligt werden kann.

Die Verladebrücken ermöglichen die Anwendung von Hebezeugen mit hohen Arbeitsgeschwindigkeiten. Sie zeichnen sich durch geringen Eigenbedarf an Bodenfläche für ihre Fortbewegung aus und ermöglichen so eine weitgehende Ausnutzung des als Lagerplatz zur Verfügung stehenden Geländes.

Im Parallelhafen des Duisburg-Ruhrorter Hafens ist kürzlich eine von der Demag gebaute Verladebrücke für die Speicherei- und Speditionsgesellschaft m. b. H., Duisburg, in Betrieb gekommen, die eine der größten Verladebrücken dieses bedeutenden Binnenhafens ist. Die in den Abb. 1 u. 2 dargestellte Verladebrücke ist bestimmt zum Umschlag von Erzen, Kohle, Schrott usw. Die Brücke hat eine Stützweite von 44 m bei 11 m lichter Höhe bis Unterkante Brückenträger. Sie überspannt zwei Eisenbahngleise sowie den Lagerplatz und ermöglicht dadurch sowohl unmittelbares Verladen vom Schiff in Eisenbahnwagen und umgekehrt, als auch vom Schiff oder Eisenbahnwagen auf Lager und vom Lager in Eisenbahnwagen oder Schiff. Die landseitige Ausladung beträgt 10,43 m. Der wasserseitige Ausleger besitzt eine Länge von 14,125 m und ist feststehend angeordnet. Er reicht über zwei schon vorhandene Dampfkrane, die am Ufer auf einer Holzkranbahn laufen, hinweg, ohne deren Betrieb zu beeinträchtigen. Um die bei Temperaturschwankungen auftretenden Längenänderungen der Brücke unschädlich zu machen, ist die wasserseitige Brückenstütze als Pendelstütze ausgeführt. Für das Brückenfahrwerk ist ein Elektromotor von 31,3 PS, 730 Umdr./Min., vorgesehen, mit dem eine Fahrgeschwindigkeit von etwa 18 m/Min. gegen einen Winddruck von 10 kg/m² erreicht wird; der Motor ist auf dem Untergurt in der Mitte der Brücke aufgestellt und arbeitet nach beiden Seiten mittels Wellen- und Zahnradübersetzungen auf die Brückenlaufträger. Der Strom wird durch Schleifleitungen zugeführt, die entlang der Fahrbahn der landseitigen Brückenstütze außerhalb der Stützweite in einem Kanal verlegt sind und Drehstrom von 500 V und 50 Perioden/Sek. liefern. Die Brücke ruht auf insgesamt 16 Laufrädern, die paarweise auf Balanciers gelagert sind, damit der Druck gleichmäßig auf die Laufschienen verteilt wird. Als Sicherheit gegen Abtreiben der Brücke bei Sturm sind außer der Brückenfahrwerkbremse noch vier Schienenzangen vorhanden, die der Kranführer beim Verlassen der Brücke anlegt.

Als Hebezeug dient ein Drehkran von 8 t Tragkraft, 15,4 m Ausladung, 6 m Radstand und 4,5 m Spurweite. Der Führerstand ist so angeordnet, daß eine gute Übersicht über das Arbeitsfeld des Kranes ermöglicht wird. Das Hubwerk ist im rückwärtigen Ausleger untergebracht und dient gleichzeitig als Gegengewicht. Der Kran besitzt, wie alle größeren Hebezeuge getrennten Antrieb für die einzelnen Bewegungen. Als Hubmotor dient ein 84,3-PS-Motor, 720 Umdr./Min., mit dem eine Hubgeschwindigkeit von 38 m/Min. erreicht wird. Das Kranfahren geschieht durch einen 43,6-PS-Motor, 975 Umdr./Min. mit 100 m/Min. Geschwindigkeit bei Vollast, während der 17,5-PS-Schwenkmotor, 965 Umdr./Min. 1,5 Umdr. des Kranes in der Minute bewirkt. Für die Begrenzung des Fahrweges des Kranes sind außer kräftigen Anschlägen an den Enden der Brücke Endschalter vorgesehen. Das Hubwerk ist mit elektromagnetischer Senkbremse ausgerüstet, Dreh- und Fahrwerk mit Fußtrittbremse, die ein sicheres Abstoppen der betreffenden Bewegungen ermöglichen. Der Kran eignet sich für Betrieb mit Lasthaken, mit Selbstgreifer oder mit Lastmagnet, und zwar kommt für Kohlenverladung ein Greifer von 4 m³ Inhalt zur Anwendung, während der zur Erzverladung benutzte nur 2 m³ Fassungsvermögen hat. Zur Schrotverladung dient ein Lastmagnet mit eingebauter Temperaturschutzpatrone; der hierzu erforderliche Gleichstrom wird von einem im Kran aufgestellten 7-kW-Drehstrom-Gleichstromumformer 500 V Drehstrom auf 220 V Gleichstrom geliefert. Zur Feststellung der geförderten Mengen ist der Kran mit einer Demag-Seilablenkwage versehen, die im Maschinenhause über dem Windwerk aufgestellt ist. Diese Wage wirkt in der Weise, daß das über eine Ablenkrolle geleitete Hubseil auf diese einen Druck ausübt, der durch eine Hebelanordnung weitergeleitet wird. Die Hebelbewegung wird auf eine Zeigevorrichtung übertragen, deren Zeiger auf einer Skala das jeweilige Gewicht der Last einschließlich Greifergewicht angibt. Durch eine Zählervorrichtung wird die Hubzahl festgestellt und an einer Registervorrichtung das Gesamtgewicht des verladenen Gutes aufgezeichnet. Die Wage arbeitet mit einer Genauigkeit, die in den meisten Fällen den Ansprüchen genügt. Die verhältnismäßig große wasserseitige Ausladung der Brücke gestattet die Verwendung eines Drehkranes mit kleiner Ausladung und entsprechend geringem Eigengewicht, wodurch auch das Gewicht der Brücke günstig beeinflußt wird. Die größte Reichweite des Drehkranes beträgt von Mitte wasserseitiger Brückenstütze 25,4 m.

Alle Rechte vorbehalten.

Beseitigung der Niveaukreuzung der Straßenbahnen auf dem Potsdamer Platz in Berlin.

Der Potsdamer Platz in Berlin ist ein gefährlicher Schnittpunkt belebter Verkehrsstraßen. Die größte Gefahr bieten die im Niveau sich kreuzenden Straßenbahnen. Gelingt es, die Hauptverkehrslinie der Straßenbahn Leipziger Straße—Potsdamer Straße unter dem Platz hindurchzubringen, so ist damit der gefährliche Schnittpunkt gelöst. Das ist möglich, wie der Lageplan (Abb. 1) zeigt.

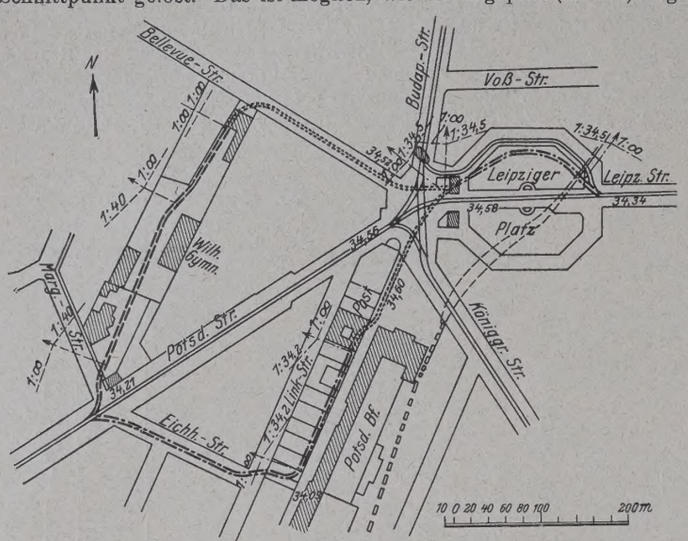


Abb. 1. Lageplan.

Es sind zwei Vorschläge. Die Einfahrrampe ist bei beiden gleich. Die Bahn geht nach dem ersten Vorschlag an der Ecke des Kaufhauses Wertheim auf dem nördlichen Teil des Achtecks auf dem Leipziger Platz hinunter mit einer Neigung 1:34,5 auf 160 m bis unter das nördliche Torhaus, geht dann in einen 205 m langen Tunnel hinter dem Potsdamer Platz durch bis hinter das Postamt W 9 neben dem Potsdamer Bahnhof dicht an dem Haus von Siechen vorbei und steigt hinter dem Postamt W 9 neben der Zufahrstraße zur Wannseebahn auf den zum Teil noch freien hinteren Grundstücken neben der Zufahrstraße zur Wannseebahn in einer Rampe mit einer Steigung von 1:34,2 auf 150 m bis an die Durchfahrt unter dem Hause Linkstraße 14 an der Wannseebahn. Dort ist die zweigleisige Bahn wieder im Niveau. Sie geht dann durch die Durchfahrt unter dem Hause Linkstraße 14 durch in die Eichhornstraße und mündet in die Potsdamer Straße (Profil I, Abb. 2).

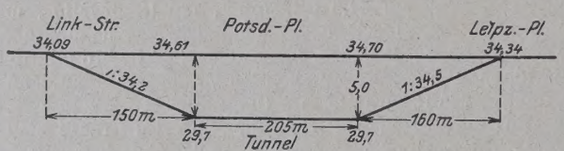


Abb. 2. Profil I.

Der andere Vorschlag führt die Bahn von Wertheim bis zu dem nördlichen Torhaus in gleicher Weise auf den nördlichen Teil des Achtecks des Leipziger Platzes und geht vor diesem Torhause in einem Tunnel durch die Bellevuestraße, dann im Tunnel weiter durch die Einfahrt zum Wilhelm-Gymnasium bis hinter das Gymnasium und dann auf bequemer Rampe in die Margaretenstraße und von da in die Potsdamer Straße (Profil II, Abb. 3).

Auf dem nördlichen Teil des Leipziger Platzes ist noch nichts in die Erde eingebaut, am Postgebäude W 9 liegt ein Posttunnel nach dem Potsdamer Bahnhof, der aber wenig benutzt wird, da die Postpakete jetzt in dem Postpaketbahnhof zwischen Anhalter und Potsdamer Bahnhof in der Luckenwalder Straße verladen werden. Die wenigen Hinterhäuserflügel der Grundstücke von dem Postamt W 9 bis zur Durchfahrt am Wannsee-Bahnhof an der Straße zum Wannsee-Bahnhof müßten fallen auf eine Breite von rd. 8 m, um die zwei Gleise der Straßenbahn zwischen Futtermauern hindurchzubringen. Es kommen nicht viele in Frage.

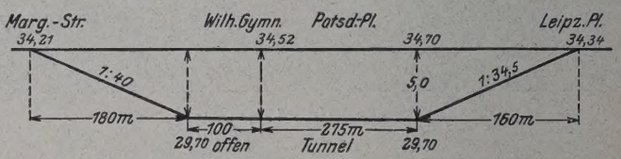


Abb. 3. Profil II.

Bei dem zweiten Vorschlag ist der Tunnel in der Bellevuestraße und auf dem Grundstück des Wilhelm-Gymnasiums länger (rd. 70 m). Die Auslauframpe liegt aber auf unbebautem Gelände. Der erste Vorschlag hat eine bessere Linienführung und ist deshalb vorzuziehen, auch sind die Baukosten geringer, da die Strecke kürzer ist.

Die Straßenbahnstrecke Leipziger Platz—Potsdamer Straße, die weitaus den stärksten Verkehr hat, kann auf die vorbeschriebene Weise unter dem Platz hindurchgeführt werden. Damit ist der „gefährliche Schnittpunkt“ beseitigt.

Die Strecke der Richtung Königgrätzer Straße—Budapester Straße ist die einzige, die dann über den Potsdamer Platz geht, sie nimmt von der Potsdamer Straße her die wenigen Wagen, die nach dem Brandenburger Tor gehen, noch auf. Die Wagen der Strecke Potsdamer Straße nach dem Halleschen-Tor verkehren nicht mehr.

Nach dem Bericht der internationalen Städtebaukonferenz in New York vom April 1925 „ist keine Verkehrskontrolle imstande, eine Lösung zu bringen. Polizeiliche Verkehrsregelung, Signaltürme, sind nur Aushilfsmittel.“

Die Stauungen am Potsdamer Platz, die jetzt durch das Aufhalten des Verkehrs entstehen und in der Leipziger Straße unter Umständen bis zur Charlottenstraße zurückwirken und in der Potsdamer Straße bis zur Lützowstraße, wären somit beseitigt. Die Züge der Straßenbahn laufen glatt durch den Tunnel unter dem Potsdamer Platz genau so wie durch den Lindentunnel, der ebenso wie dieser zur schnellen Abwicklung des Verkehrs mit einer selbsttätigen Signalanlage versehen sein müßte. Der Potsdamer Platz würde dadurch wesentlich entlastet und könnte einen weit stärkeren Wagenverkehr als jetzt aufnehmen, ohne die Fußgänger zu gefährden, die nur auf die Straßenbahnwagen einer Strecke zu achten haben, wie das ja immer der Fall ist. Der „gefährliche Schnittpunkt“ wäre verschwunden, und der Platz wäre für einen viel größeren Verkehr, der ja auch in der Zukunft sich dort notwendigerweise entwickeln wird, frei.

Eine bequeme Haltestelle kann im Tunnel unter dem Potsdamer Platz vorgesehen werden; damit verschwinden die hinderlichen Haltestellen für beide Richtungen am Leipziger Platz und in der Potsdamer Straße an der Linkstraße.

Wenn eine neue Untergrundbahnlinie durch die Leipziger Straße gebaut werden soll, so steht dem nichts im Wege, da der Tunnel nach dem 1. Vorschlag dicht neben dem der schon bestehenden Untergrundbahn, die unterfahren werden müßte, liegt.

Die jetzige Verkehrsregelung am Potsdamer Platz hat ja etwas Ordnung gebracht, aber eine glattere, schnellere Abwicklung des Verkehrs ist nicht eingetreten. Eine wirksame Entlastung, und darauf kommt es an, wird nur durch die Unterführung der Hauptstraßenbahnlinie Leipziger Platz—Potsdamer Straße unter dem Platz erreicht.

Roudolf, Ober-Regierungs-Baurat z. D.

Vermischtes.

Erlaß des Reichsverkehrsministers vom 18. Mai 1925 — W I. III. II. 939 — **betr. Handfeuerlöscher.** Das Zentralamt der Berliner Feuerwehr hat sich neuerdings in amtlichem Auftrage über die Erfahrungen mit Minimax-Feuerlöschern geäußert und dabei zusammenfassend folgendes bemerkt:

„Im allgemeinen gilt für die Minimax-Apparate wie für sämtliche Handfeuerlöscher:

Sie haben — auch in der Hand des Laien — einen Löschwert, wenn, wie bei den Minimax-Apparaten, ihre ständige Brauchbarkeit durch regelmäßige Kontrolle eines Sachverständigen sichergestellt ist und eine Gewähr besteht, daß das Personal in der Bedienung der Apparate regelmäßig unterwiesen wird.“

Der Herr Preußische Finanzminister hat hieraus Anlaß genommen, in einem im Finanz-Ministerialblatt 1925 veröffentlichten Runderl. v. 18. März 1925 — III. I. 852 — auf die vom vormal. Preußischen Minister der öffentlichen Arbeiten erlassenen Bestimmungen betreffend Feuerlöschgeräte (Runderl. v. 19. November 1914 — III. 2910. A. B. —) hinzuweisen. Die Verwendung geschlossener Handfeuerlöscher in besonderen, begründeten Fällen auf Bau- und Lagerhöfen der Wasserbauverwaltung, sowie auf Fahrzeugen, in Laboratorien und ähnlichen Räumen war danach als zulässig bezeichnet worden. Ferner wurde hervorgehoben, daß geschlossene Handfeuerlöscher überall da am Platze seien, wo es sich um die Behandlung besonders feuergefährlicher Stoffe, wie Benzin und dergl. handelt, daß sie ihren Zweck in solchen Fällen

aber nur dann erfüllen, wenn mehrere derartige Apparate an gleicher Stelle verfügbar gehalten werden und volle Bürgschaft dafür geboten ist, daß sie im Augenblick der Gefahr nicht versagen.

Nach vorliegenden Erfahrungen sind Handfeuerlöscher, sofern sie den vom Zentralamt der Berliner Feuerwehr ausgesprochenen Voraussetzungen entsprechen, besonders auch dann von Wert, wenn es sich um die Unterdrückung oder Ablöschung von Bränden an hochgelegenen Stellen, z. B. bei Schornsteinbränden in Holzbaracken, handelt. Hierfür genügt die Vorhaltung eines geschlossenen Handfeuerlöschers.

Im Auftrage: Gährs.

Zum 75. Geburtstage von Gustav Lindenthal. Am 21. Mai vollendete der deutsch-amerikanische Brückenbauer Gustav Lindenthal sein 75. Lebensjahr.

Nach einer Mitteilung der D. A. Z. wurde er als Sohn eines Kunsttischlers in Brünn in Mähren geboren. Eine sorgfältige Schulbildung führte ihn zunächst durch die Realschule, die er bis zu seinem 16. Lebensjahre besuchte. Schon vorher hatte er sich seinen künftigen Beruf gewählt: er wollte Ingenieur werden. In Brünn und Wien trieb er dann technische Studien, mußte aber nebenher nach dem Willen seines Vaters auch noch das Maurer- und Zimmermannshandwerk erlernen. Mit 20 Jahren trat er in die technische Praxis, zunächst als Schlosser in die Wanniekschе Maschinenfabrik, das heutige Wanniekwerk der Ersten Brünner Maschinenfabrik, dann als Praktikant bei dem Brünner Baumeister Frimm.

Darauf ging er nach Wien, wo die Vorbereitung für die Weltausstellung 1873 manche fesselnde technische Aufgabe bot. Er arbeitete hier zunächst an der Drahtseilbahn auf den Leopoldsberg, die, nach den Plänen und unter der Leitung des Ingenieurs Franz Ritter v. Felbinger ausgeführt, 1873 eröffnet, aber bald wieder aufgelassen wurde.

Felbinger, der Nordamerika aus eigener Anschauung kannte, wies Lindenthal nachdrücklich darauf hin, daß ein Ingenieur unbedingt Nordamerika kennen müsse. Diese Anregung wurde bestimmend für Lindenthals ganzen Lebenslauf. Nach einer kurzen Tätigkeit als Sektionsingenieur beim Bahnbau Kreuznach—Andelfingen in der Schweiz und nach einer Studienreise durch Elsaß-Lothringen fuhr er 1874 nach Nordamerika mit dem Vorsatze, bald wieder in die Heimat zurückzukehren.

Zunächst galt es, in dem fremden Lande und den so wesentlich anderen Verhältnissen festen Fuß zu fassen, was zunächst nicht gelingen wollte, weil Lindenthal die Sprache des Landes nur schreiben und lesen, nicht aber geläufig sprechen konnte. Durch Zufall, nachdem er zunächst als Maurer tätig gewesen, kam er als Zeichner in das Bureau des Oberingenieurs Schwartzmann. Er löste dort die ersten ihm übertragenen Aufgaben verblüffend schnell.

Schon eine der ersten Arbeiten, die Lindenthal übernahm, bewies seine ungewöhnliche organisatorische Begabung. Es handelte sich um den Umbau der Sechsfußspur der Atlantic- und Great-Western-Bahn auf Regelspur, den Lindenthal nach entsprechender Vorbereitung in der ganzen 550 km langen Strecke in neun Stunden durchführte, was auch für amerikanische Verhältnisse eine Meisterleistung ersten Ranges bedeutete.

Seine Tätigkeit im Eisenbahnbau leitete Lindenthal auf das Fachgebiet hinüber, das fortan sein Hauptgebiet bleiben sollte und auf dem er eine Fruchtbarkeit entfaltete wie kein anderer Ingenieur, auf das Gebiet des Großbrückenbaues. Er hat bisher mehr als 150 Eisenbrücken um- oder neugebaut, darunter zahlreiche sehr bemerkenswerte. Unter den ausgeführten Brücken ist bisher sein Meisterstück die eingleisige Hell-Gate-Brücke über den East River in New York. Als Fachwerkbogenbrücke mit 300 m Spannweite ist sie die weitestgespannte Brücke dieser Bauart.

Aber noch gewaltiger in ihrer erzieherischen Wirkung ist die von Lindenthal geplante Hudson-Brücke, an der er bereits drei Jahrzehnte unverdrossen arbeitet. Die technische Aufgabeist längst gelöst. Der Ausführung des Planes stellen sich nur Schwierigkeiten geldlicher und politischer Natur entgegen, die aber überwunden werden müssen, weil die Brücke eine dringende Notwendigkeit geworden ist. Dieser gewaltige Plan hat seine Wirkung nicht verfehlt: er hat dem amerikanischen Brückenbau neue Wege gewiesen, die schon allenthalben gegangen werden.

Trotz seines halbjahrhundertlangen Aufenthaltes in Amerika hat Lindenthal sein Deutschtum nicht verloren und beherrscht nach einem neueren Berichte des Hamburger Oberbaudirektors Leo in den V. D. I.-Nachrichten seine Muttersprache noch vorzüglich. Als einer der bedeutendsten Bürger der Vereinigten Staaten hat er den Zusammenhang mit der alten Heimat dennoch erhalten. Seine Briefe atmen einen frischen Geist und volles Verständnis für die deutschen Verhältnisse. Er sieht mit uns die Gefahren der Zeit, aber auch eine bessere Zukunft. Zu den vielen Ehren, mit denen er schon bisher überhäuft wurde, kamen zu seinem 75. Geburtstage viele neue. Lindenthal wird aber derselbe bescheidene, wirklich bedeutende Mann bleiben, der er bisher war, obwohl er zu den wenigen Auserwählten zählt, denen eine Jahrhunderte überdauernde Leistung vergönnt ist. Das deutsche Volk darf auf diesen Mann stolz sein, mit dem es eine geistige Brücke gewaltiger Spannung verbindet.

„Verkehrstechnische und städtebauliche Studie im Anschluß an den Wiederaufbau der Weidendammer Brücke in Berlin." Zu diesem in der „Bautechnik" 1925, Heft 11, erschienenen Aufsatze schreibt uns der Verfasser, Herr Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Herbst, folgendes:

Der Aufsatz in der „Bautechnik" 1924, Heft 33, über den Wiederaufbau der Weidendammer Brücke in Berlin gab mir mit Rücksicht auf die anerkannten Schwierigkeiten für einen gerechten Ausgleich der vielseitigen Verkehrsansprüche sowie der wirtschaftlichen und ästhetischen Belange bei diesem Bauwerk Anlaß zu einer Studie über die Kreuzung von Verkehrswegen zu Wasser und zu Lande bei gedrängter Bauhöhe, unter besonderer Berücksichtigung des Wasserverkehrs für die Zukunft. Diese Studie ist unter Annahme der nach den Plänen zum Mittellandkanal von 1920 heute allgemein für den Ausbau von Binnenwasserstraßen geltenden Verkehrsansprüche größerer Schiffsgefäße — im Sinne der Schlußfolgerungen des eingangs genannten Aufsatzes — in der „Bautechnik" 1925, Heft 11 veröffentlicht worden. Ich bin dabei von den schwierigen Verhältnissen bei der Weidendammer Brücke und den für deren Anlage maßgebenden Rücksichten ausgegangen, ohne daß es, wie ich zur Vermeidung etwa aufgetretener Mißverständnisse ausdrücklich bemerke, meine Absicht gewesen wäre, an den von der Stadt und Aufsichtsbehörde seinerzeit getroffenen Maßnahmen Kritik üben zu wollen (vergl. auch den Anfang des Aufsatzes); im übrigen sollte diese Studie lediglich meine private Ansicht wiedergeben und begründen.

Bei der Beurteilung von Verkehrsanlagen, an die andere Zeitverhältnisse bekanntlich auch andere Ansprüche zu stellen pflegen, denke ich so, wie ich in meinem Aufsatz in der „Bautechnik" 1924, Heft 45, geschrieben habe: „Änderung von Lebensbedingung und Anschauung im Wandel der Zeiten darf natürlich nicht zu einem ungerechten und pietätlosen Urteil über die unter anderen Zeitverhältnissen geschaffenen Werke führen."

Es ist überdies anzuerkennen, daß trotz aller örtlichen Schwierigkeiten, die bei dem Neubau der Weidendammer Brücke zu überwinden waren, seit ihrem Bestehen, während der Berliner Wasserverkehr von 6 Mill. t im Jahre 1896 auf über 12 Mill. t im Jahre 1906 gewachsen und bis 1917 auf 3 Mill. t wieder gesunken ist, bis heute ein bemerkenswerter Unfall oder Schaden an dieser Stelle nicht vorgekommen ist; ferner war zu bedenken, daß die Rücksicht auf die Einführung der Straßenbahngleise in die Straße „Am Weidendamm" gegen die Anordnung über der Fahrbahn liegender Tragwerke sprach, gegen die sich auch noch manch andere Bedenken erheben lassen, und daß diese Rücksicht bei der überragenden Bedeutung der Straßenbahn für den Berliner Verkehr seinerzeit erforderlich erschien. Dr.-Ing. Herbst, Regierungs- u. Baurat.

Abteufen von Bergwerkschächten nach dem Gefrierverfahren in neuzeitlich verbesserten Ausführungen. Das Abteufen von Schächten, vornehmlich im Salz- und im Kohlen-Bergwerkbetriebe, ist mittels des Gefrierverfahrens in neuerer Zeit bei wesentlicher Verbesserung der technischen Einrichtungen und Arbeitsweisen auf bedeutende Tiefen hin durchgeführt worden. So wurde der Kali- und Kohlenschacht II der Anlage Borth am Niederrhein als Gefrierschacht ohne Absetzen auf 330 m Teufe niedergebracht, auch ist dort der Schacht II nach dem Gefrierverfahren abgeteuft worden.

a) Zum Ausfrieren sind nachstehend beschriebene bautechnische Vorkehrungen getroffen. Nach Klärung über den Schachtansatzpunkt ist zunächst ein Vorschacht zur Aufnahme der Gefrierbohrlöcher-Standrohre und zur Unterbringung der Verteilungs- und Sammelleitung für den Kälteträger abgesenkt; sein Durchmesser ist so gewählt, daß ausreichend Raum für Gefrierrohre, Saugeringleitungen und Ersatzbohrlöcher geboten ist. Ein für die vielerlei Arbeiten genügend geräumiger und kräftig konstruierter Bohrgerüstturm ist in Holz auf dem Vorschacht errichtet, auch mit Anbau zur Aufnahme von Bohr- und Antriebsvorrichtungen versehen. Im Turm sind neben diesen auch einige Spülpumpen in der jeweiligen Bohrarbeit entsprechender Anzahl erstellt, ferner Kabel und Handhaspel untergebracht, sowie ein Raum für Bohrmeister und Aufsichtspersonal belassen.

b) Die Herstellung der Gefrierbohrlöcher wurde in folgender Weise bewirkt. Die Bohrlöcher sind mittels Meißelbohrer hergestellt, und zwar mit Hilfe dicker Spülung — vornehmlich in schwimmendem Gebirge wegen der gegenseitigen Gefährdung der einander benachbarten Löcher; die Bohrlöcher sind zur Erwirkung möglichst lotrechten Verlaufes stoßend gebohrt. Als Bohrvorrichtung ist

meistens sogen. Spülschnellschlag mit federnd gelagertem Bohrschwengel für kurze, scharfe Schläge des Meißels von starker Wirkung zu etwa 60 bis 75 i. d. Min. angewendet, so daß die Bohrung möglichst beschleunigt wird. — Durch die den Spülstrom gegen die Bohrlochsohle drückenden kräftigen Pumpen wird die Wirkung besonders in lockerem Gebirge noch gefördert. Bei z. B. drei gleichzeitig arbeitenden Bohrapparaten wird mit jedem derselben eine tägliche Arbeitsleistung von 60 bis 70 m Bohrtiefe in losen, von 10 bis 15 m Bohrtiefe in festen Schichten erwirkt. Das Bohrmehl wird mittels Druckwassers aufgespült; die Bohrer werden fast nur zum Schärfen herausgezogen. Der Gestängenachlaß wird mittels Sprungschlüssels zur Ermöglichung des Abbohrens ganzer Gestänge bewirkt.

Im Vorschacht sind auf einem zu dem geplanten Schacht gleichachsig angeordneten Kreise — in Abstand von etwa 1 m einwärts vom Vorschachtmantel — eine größere Anzahl Gefrierbohrlöcher angesetzt; der Durchmesser des Bohrlochkreises ist etwa doppelt so groß als der des Schachtes gewählt. Diese Bohrlöcher sind so bemessen, daß ihr Abstand etwa 0,75 bis 1,2 m, also im Mittel rd. 1 m beträgt und so eine geschlossene Frostmauer erzielt wird. — So ist dafür gesorgt, daß die um die Rohre sich bildenden Gefrierkreise einander sich berühren. Außer den äußeren Gefrierbohrlöchern ist noch ein Mittelloch innerhalb der Schachtscheibe angesetzt; früher hingegen wurden noch 3 bis 4 Löcher mehr innerhalb des Schachtes eingeführt, wovon nunmehr wegen der dadurch veranlaßten Behinderung und Gefährdung des Schachtabteufens abgesehen ist. Die äußere Schachtwand ist gemäß Annahme senkrechten Niederbringens der Bohrlöcher noch rd. 2 m von deren Bohrkreis abgehalten.

c) Die Lotung der Gefrierbohrlöcher ist mit nachbezeichneten Vorrichtungen geregelt:

Die Bohrlöcher sind nach Erreichen der erforderlichen Teufe — etwa 2 bis 3 m unter Sohle des abzuteufenden Schachtes — gelotet. Sie sind in ihrem Durchmesser so gewählt, daß ihre Vertiefung je nach Erfordernis um 20 bis 30 m ermöglicht ist, um den Frostkörper weiter nach unten fortsetzen zu können. Zu möglichst genau senkrechtem Niederbringen der Bohrlöcher ist zunächst eine genaue Führung der ersten Bohrrohre von oben angeordnet, und zu diesem Zwecke vor Beginn des Bohrens ist für je ein Bohrloch ein Bohrführungsstandrohr recht sorgfältig lotrecht etwa 25 m ins Erdreich eingeführt. Dabei ist das Niederbringen der Löcher in lotrechter Richtung zwar erleichtert, jedoch nur in einzelnen Fällen ausreichend genau wirklich durchgeführt, hingegen sind bereits in etwa 100 m Tiefe Abweichungen manchmal bis zu 1 m und mehr beobachtet; solche sind bei zunehmender Tiefe teils vereinzelt vermindert, teils noch vergrößert. Bei größerer Zunahme der Abweichung sind die Abstände benachbarter Bohrungen der Ungleichmäßigkeit ausgesetzt, wodurch Schwierigkeiten beim Schließen der Frostmauer bedingt sind. Normal begrenzte Abweichungen nach außen werden meist als günstig wegen Vergrößerung des Gefrierrohrkreises und somit des Gebirgsfrostklotzes befunden, hingegen wegen Verlangsamung der Frostmauerbildung und Dünnerbleibens der Frostwand als nachteilig, da diese bei zunehmender Tiefe und Drucklast dem Durchbrechen ausgesetzt ist. — Zur Sicherung genügender Stärke der Frostmauer sind für die Ermittlung der Gefrierlochabweichungen auch neuzeitlich verbesserte Lotvorrichtungen benutzt — u. a. mit einem in einem Lotzylinder — mit einem Feinmechanismus zur Aufzeichnung der Ausschläge in jeweiliger Stellung verbundenen Pendel. Aus den Ausschlägen und der Länge des Pendels ist die lineare Abweichung bestimmt, was mit geeigneten Hilfsapparaten schnell ausführbar ist. Am schwierigsten ist die Feststellung der Abweichungen gegen eine bestimmte Anfangsrichtung. Der wasserdicht verschlossene Lotzylinder ist z. B. an festem Gestänge mit durch Kreuzgelenke verbundenen Einzelteilen angehängt. Hierbei ist die Anfangsrichtung besonders genau eingehalten und die Verdrehung auf ein Mindestmaß beschränkt; letzterer Einfluß wird unter Umständen durch wiederholte Lotungen mit umgekehrtem Gestänge aufgehoben.

Bei dem Gefrierschachtverfahren zu Schacht I Borth der Solvay-Werke ist mit Erlinghagens Lotvorrichtung, bei Schacht II derselben Anlage mit Gebhardts Lotvorrichtung gelotet und ein befriedigendes Ergebnis erzielt worden.

d) Die Herstellung der Gefrierrohrstränge und Saugeleitungen wird wie folgt bewirkt:

Nach beendigter Bohrung sind in die als brauchbar festgestellten Bohrlöcher soweit als angängig zunächst Futterrohre gezogen, und dann Gefrierrohre von möglichst vorteilhaft weichem Eisen (in Rücksicht auf die durch Temperaturschwankung veranlaßten Drehungsbewegungen) eingesetzt. Die Rohre sind in verschiedenem Durchmesser von normal zu 120 mm, in Wandstärke 6 bis 9 mm bei Länge von 6 bis 8 m gewählt; ihre möglichst sorgfältige Verbindung miteinander zu tunlichster Vermeidung von Laugenverlusten ist zu erforderlicher Dichte vorgenommen, damit von sonst ins Gebirge abziehender Lauge dessen Gefrierfähigkeit nicht behindert wird. — Das untere Rohr des Gefrierrohrstranges ist mit Abschlußboden versehen. Jedes Rohr ist nach Einbau angemessen erhöhtem Probedruck 2 bis 3 Stunden lang ausgesetzt. In die Gefrierrohre sind dann stählerne Fallrohre in Einzellängen von 5 bis 7 m Durchmesser von 30 bis 50 mm eingeführt. Als Tragvorrichtung sind meist Kreuzstutzen gewählt. — Die bei tiefen Temperaturen stark abgekühlten Gefrierrohre, die von dem eng anliegenden Gebirge festgeklemmt wegen ihrer Verkürzung leicht zerreißen würden, sind durch Einschalten elastischer Verbindungen mit Spannungsausgleichern (z. B. je 3 Stück auf Teufe bis 300 m) versehen.

Zur Feststellung bezw. Vermeidung von Laugeverlusten sind in die Laugeleitungen selbsttätige Vorrichtungen zum Anzeigen des Entweichens von Gefrierlauge und zur Abstellung der Laugepumpen eingesetzt.

Während des Stoßens, Lotens und Fertigstellens der Gefrierlöcher ist die Gefriermaschinenanlage entsprechend dem Durchmesser und der Teufe des Schachtes über Tage errichtet, aus Kompensatoren, Kondensatoren und Refrigeratoren zusammengesetzt; zu ihrem Antrieb ist außer Elektrizität besonders Dampf zum Ersatz von unregelmäßiger Stromlieferung gewählt. Da zusammengedrückte und dann wieder abgekühlte Gase sich bei Druckentlastung erwärmen und Verdunstungswärme ihrer Umgebung entziehen, sind in der Gefriermaschinenanlage Gase, z. B. Ammoniak, angesaugt, zusammengepreßt, dann abgekühlt und verflüssigt, später bei gemindertem Druck infolge Erweiterung des Leitungsquerschnittes wieder entspannt; die zu behandelnden Kälteerzeugungsgase sind mit einem ins Erdreich eingelassenen Kälteträger zur Abkühlung in Berührung gebracht. — Man hat Ammoniak bezw. auch Kohlensäure als Kälteerzeuger eingeführt. — Für den die Kälte ins Erdreich übertragenden Kälteträger ist als Kältemittel von tiefem Gefrierpunkt, leichter Beweglichkeit und starker Wärmeaufnahmefähigkeit Lauge, z. B. 28prozentige Chlorkalziumlösung mit Gefrierpunkt — 40° C gewählt. — Die Rohrleitungen sind zum Schutz gegen Temperatureinflüsse mit Isoliermasse umhüllt.

Zum Abteufen des Schachtes I der Solvay-Werke Anlage Borth — als Gefrierschacht bis 330 m Tiefe — ist eine Gefriermaschinenanlage mit Ammoniakkompressoren für Erzeugung von stündlich etwa 750 000 negativen WE eingerichtet, bestehend aus vier Kompressoren, die von zwei Dampfmaschinen von je 180 PS angetrieben werden.

Zu der in nur mäßiger Entfernung der Anlage Borth belegenen Schachtanlage Friedrich Heinrich als Gefrierschacht bis 315 m Tiefe sind Gefriermaschinen für Erzeugung von stündlich 850 000 neg. WE eingerichtet worden.

Zu einem Gefriermaschinen-Aggregat von 1 bis 1,5 Mill. neg. WE stündlicher Leistung sind durchschnittlich etwa 400 bis 500 PS Energiebedarf und etwa 1000 bis 1400 m² Kühlfläche der Kondensatoren zur Abkühlung des in diesen gepreßten und erwärmten Kältegases erforderlich, sowie rd. 300 bis 350 m³ Lauge, die in Verdampferbottichen an Verdampferschlangen mit annähernd 1000 bis 1400 m² Kühloberfläche abgekühlt werden. Reg.-Baumeister Kropf, Cassel.

Die Tunnel-, Erd- und Unterfangungsarbeiten beim Bau der neuen Manhattan-Untergrundbahn. Der schnell voranschreitende Bau der neuen Untergrundbahnstrecke zwischen der Vanderbiltstraße und der 8. Avenue in Manhattan, d. h. mit dem verkehrsreichsten Bezirk von New York, bietet trotz der mäßigen Gesamtlänge von nur 1015 m eine Reihe von ungewöhnlichen und zum Teil nicht einfachen Aufgaben, über die wir einem Aufsatze in „Eng. News-Rec." vom 12. Februar 1925 die nachstehenden Einzelheiten entnehmen:

Wie aus Abb. 1 ersichtlich, folgt die neue Linie zunächst dem Zuge der 42. Straße, kreuzt die 5. Avenue, biegt dann hinter dem Gebäude der New Yorker Stadtbücherei nach der 41. Straße ab und kreuzt u. a. den Broadway in einer Tiefe von ungefähr 15 m. Hier sowie an der 7. Avenue und im Zuge der 42. Straße sind bereits vorhandene Tunnel zu unterführen. Abb. 1 läßt ferner erkennen, wie die Ausschachtungsarbeiten in offener Baugrube mit Tunnelbaustrecken wechseln. Im ganzen sind 17 178 m³ Aushub beseitigt, davon 14 365 m³ Schiefergestein.

Einen wichtigen Teil der Arbeiten stellte die Abfangung der verschiedenen Rohrleitungen und Kanäle dar, deren bedeutendste der 1,8 m weite Abflußkanal zwischen Vanderbilt- und 5. Avenue und die vier 1,2 m weiten Hauptwasserrohre der letztgenannten Straße waren. Im ersten Falle betrug die Erdschicht zwischen Oberkante Tunnel und Unterkante Kanal 1,20 m, im zweiten rd. 3,0 m; die Unterfangung geschah unter sorgfältiger Absteifung in flachem Stollenvortrieb mit kleinen Sprengladungen, was allerdings nur infolge der festen und dichten Gesteinsart ausführbar war. Ferner war an der Westseite von Bryant Park eine gefüllte Zweigleitung des Catskill-Druckwasserstollens zu passieren, wobei dieser etwa 9,0 m seitlich läuft, und es wurde hier die Anzahl der Bohrlöcher von 26 bis 28 auf 126 gesteigert. Noch besser wurde das Verfahren des Sprengens mit schwachen Ladungen beim Kreuzen der alten Tunnel in der 7. Avenue

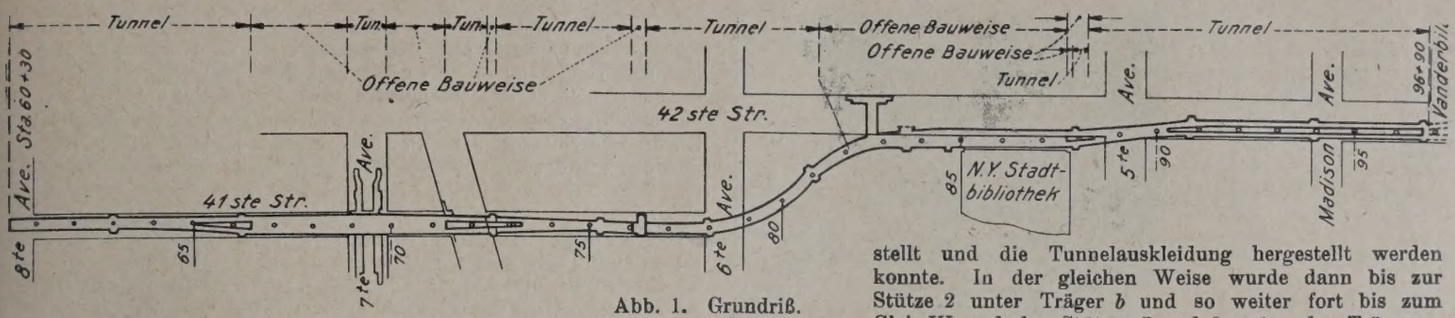


Abb. 1. Grundriß.

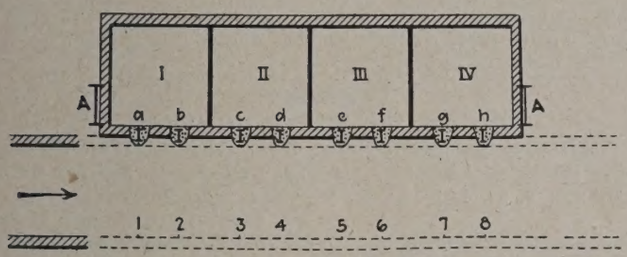


Abb. 2. Querschnitt mit schematischer Darstellung des Unterfangungsvorganges.

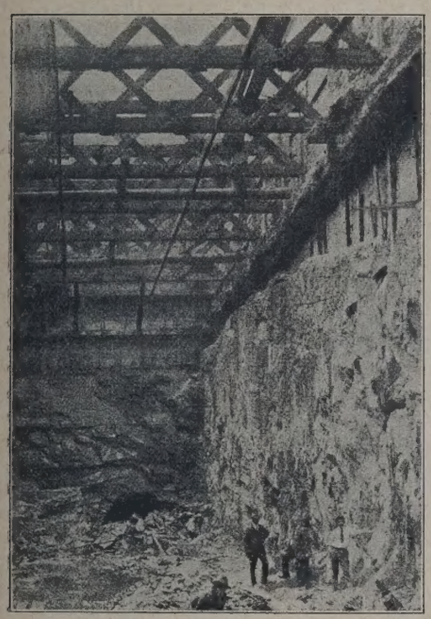


Abb. 3. Untergrundbahn-Baugrube neben der New Yorker Stadtbibliothek.

und am Broadway ausgebildet, indem man zunächst nach dem in Abb. 2 wiedergegebenen Schema mit der Decke des neuen Tunnels unmittelbar unter die Sohle des alten ging und — sobald man die Seitenwände dieses Tunnels erreicht hatte — sie durch zwei Walzträger *A* abfing. Alsdann wurde die alte Tunnelsohle angeschlagen und unter den Gleisen die I-Träger *a* und *b*, die ebenso wie die Träger *A* den neuen Tunnelquerschnitt überspannten, eingezogen und einbetoniert, jetzt mit zahlreichen schwachen Sprengladungen der Vortrieb fortgesetzt, bis unter dem Träger *a* die erste Stütze 1 aufgestellt und die Tunnelauskleidung hergestellt werden konnte. In der gleichen Weise wurde dann bis zur Stütze 2 unter Träger *b* und so weiter fort bis zum Gleis IV und den Stützen 7 und 8 unter den Trägern *g* und *h* vorgegangen.

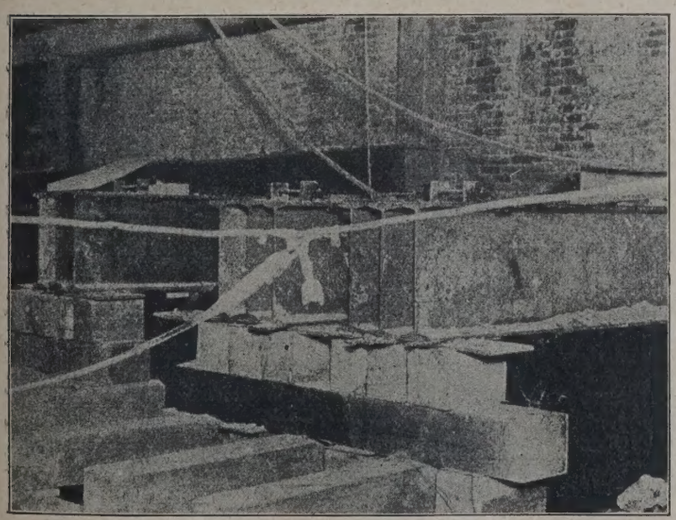


Abb. 4. Unterfangung der Kellerwände eines Theaters.

Beim Bau der als Doppeltunnel ausgeführten neuen Strecke unter der bestehenden in der 42. Straße wurde zunächst von beiden Enden her in jedem Tunnel ein unterer Querschlag vorgetrieben, die Decke abgestützt und wie sonst mit kurzen Bohrlöchern und schwachen Sprengladungen der Ausbau der Strecke beendet. Es ist jedoch zu bemerken, daß die Städtische Bauverwaltung scheinbar nicht ohne Bedenken ist und bis zu weiterer Entschließung die Arbeiten, die in dieser Weise bereits über die Stelle der schwächsten Schicht zwischen altem und neuem Tunnel gediehen waren, unterbrochen hat.

Die in offener Baugrube herzustellende Strecke mußte — namentlich zwischen Broadway und der 7. Avenue — für den Verkehr freigehalten werden. Sie wurde daher mit Hilfe starker Walzträger überbrückt und im übrigen ebenso wie bei der Tunnelstrecke grundsätzlich eine von aller Rüstung möglichst freie Baugrube angestrebt, was dank des festen und haltbaren Gesteins leicht ausführbar war. Dieses zeigte sich nur auf kurze Strecken verrottet und erforderte dann eine mehr oder weniger gründliche Aussteifung.

Abb. 3 zeigt denn auch die Baugrube neben der oben erwähnten Stadtbibliothek ohne alle Absteifung, Abb. 4 die Unterfangung der Kellerwände eines Theaters.

Der gesamte Beton für den Ausbau des Tunnels wird im Spritzverfahren eingebracht, das sich als außerordentlich wirtschaftlich bewährt hat und zu dessen Anwendung drei getrennte völlig gleiche Anlagen eingerichtet sind. Kies und Sand gelangten von der Straßenoberfläche her in mit Meßvorrichtung versehene, in der Baugrube eingebaute Silos und aus diesen in bestimmten Mengen in Kipper, in die — ebenfalls von der Straße her — gleichzeitig der erforderliche Zement geschüttet wird und worin die gesamten Betonrohstoffe gemeinsam zur Mischmaschine gelangen. Auf eine Beschreibung der Spritzapparate sei hier verzichtet: Das Antragen einer Füllung erforderte jeweils 1 Min., der Betrieb der Apparate war von der Arbeit der Mischmaschinen völlig unabhängig. Im ganzen vermochte die Maschine in einer Schicht etwa 120 m³ Beton einzubringen, die größte erforderliche Schlauchlänge betrug 450 m. Ki.

Neues Verfahren zur Befestigung von Landstraßen. Die schweren Lastkraftwagen und die schnellfahrenden der Gewichtsgrenze der Lastwagen nahekommenden Kraftfahrzeuge, insbesondere die Omnibusse, deren wirtschaftliche Verwendbarkeit zum großen Teil von der Ausnutzung größerer Geschwindigkeiten abhängt, beanspruchen die Straßenbefestigung so stark, daß die Straßenunterhaltung zu einer der wichtigsten Aufgaben der Länderverwaltungen, Kreise und Gemeinden geworden ist. In verschiedenen Bundesstaaten, z. B. in Braunschweig, und in fremden Ländern werden andauernd Versuche gemacht, um zu erforschen, wie die Abnutzung der Straßendecken durch die Kraftfahrzeuge vor sich geht, und wie sich die verschiedenen Befestigungsarten den Beanspruchungen gegenüber verhalten, insbesondere mit bezug auf ihre Abhängigkeit vom Wagengewicht und von der Art der Bereifung.

In der Schweiz hat man seit einigen Jahren Versuche mit einer neuartigen Straßenbefestigung unternommen. In Locle ist vor drei Jahren eine Makadamstraße ausgeführt worden, deren Gestein (Kleinschlag, Schotter, Splitt und Grus) vor dem Einbau Natronwasserglas, eine glasartige, durch Schmelzung von Kieselerde mit Natron erzeugte, im Wasser lösliche Verbindung sirupartiger Konsistenz, im Verhältnis von 120 l Natronwasserglas auf 1 m³ Gestein, zugesetzt wurde. Der Einbau geschah, wie bei Makadamstraßen allgemein üblich, schichtweise bei fester Einwalzung der einzelnen Schichten. Die Versuchsstrecke liegt nun drei Jahre und hat, obwohl sie einen besonders starken und schweren Verkehr bewältigt, noch keinerlei Anzeichen irgendwelcher Zerstörung gezeigt. Der Zusatz von Natronwasserglas hat die Fahrbahndecke zu einem festgefügten elastischen Ganzen zusammengebunden, das imstande ist, einen Raddruck von über 150 kg/cm² zu ertragen, ohne zertrümmert zu werden. Zudem besitzt die so hergestellte Fahrbahn die Vorteile des Teermakadams, sie ist an ihrer Oberfläche eben, fugenlos und erhält sich dauernd fast staubfrei. N. B.

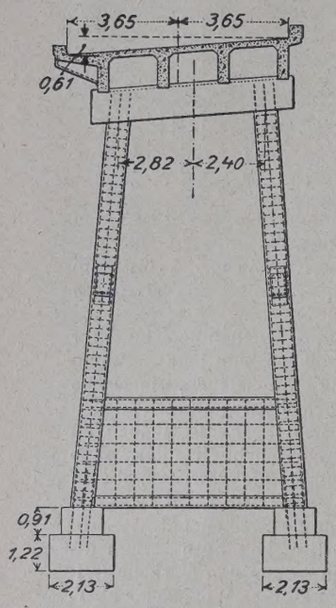


Abb. 1. Querschnitt.

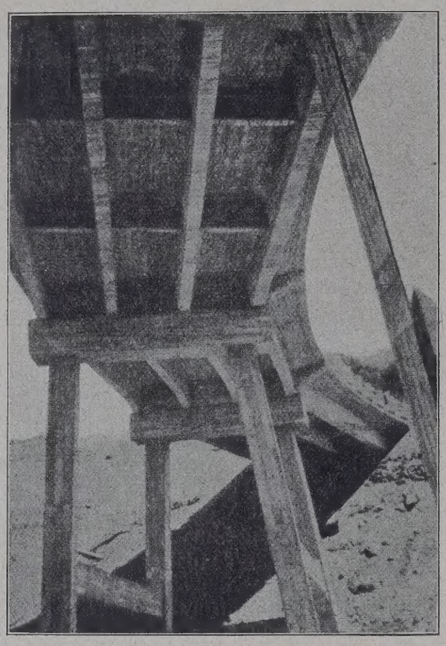


Abb. 2. Untersicht der Fahrbahn.

Eine Talbrücke in scharfer Kurve ist soeben in Californien über den Pacheco-Paß, etwa 33 km von Gilroy, fertiggestellt worden. Nach einer Mitteilung von Harlan D. Miller in „Eng. News-Rec." vom 12. Februar 1925 beträgt die Gesamtlänge der als Plattenbalkenbrücke auf Pfahljochen in Eisenbeton ausgeführten Brücke 66 m, und zwar liegt die einen Halbmesser von 55 m aufweisende Kurve gerade in den drei mittleren Flußöffnungen von 10,35, 15,0 und 10,35 m Stützweite, während die je 15,0 m weit gespannten Landöffnungen in der Geraden liegen. Zwischen ihnen und dem gekrümmten Teil sind mit Asphalt ausgegossene Dehnungsfugen von 2,5 cm Dicke angeordnet, die über den Jochmitten liegen und durch Fahrbahnplatte und Längsträger durchgehen. Die Fahrbahn hat eine Breite von 7,50 m und ist nach Abb. 1 um 61 cm nach außen überhöht; hierdurch und durch die langen und übersichtlichen Anfahrtstrecken ist die Brücke trotz der Besonderheit ihrer Anordnung in der Lage, auch dem Autoverkehr ohne Erschwernisse zu dienen. Abb. 2 zeigt an der Untersicht die Ausbildung der Eisenbetonjoche und die Brückentafel, Abb. 3 eine Ansicht der Brücke. Ki.

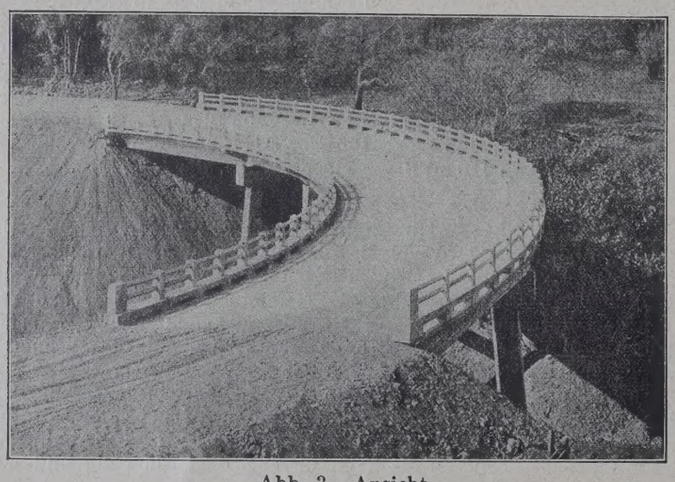


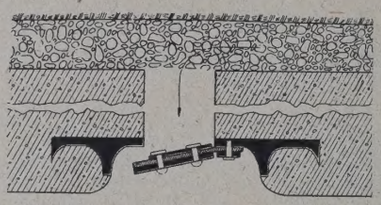
Abb. 3. Ansicht.

Abwasserkanal Mülheim—Oberhausen—Duisburg. Um die Ruhr vor Verschmutzung zu bewahren, ist vom Ruhrverband ein 10 km langer Abwasserkanal geschaffen worden, der dazu dient, die Abwasser von Mülheim, Oberhausen und Duisburg, nachdem sie eine gewisse Klärung in Kaßlerfeld erfahren haben, in den Rhein zu leiten. In verschiedenen Abschnitten gingen die Arbeiten, mit denen im Jahre 1921 begonnen wurde, vor sich. Nachdem im vergangenen Jahre die Kläranlage in Kaßlerfeld errichtet worden war, war der Plan so weit durchgeführt, daß unter Benutzung des Abwassersammlers der Stadt Duisburg die Verbindung mit dem Rhein hergestellt war, der Kanal also in Benutzung genommen werden konnte. Der von der Kläranlage aus zum Rhein fast parallel der Ruhr verlaufende Kanal genügt heute noch den an ihn gestellten Anforderungen, wenngleich er auch Mängel zeigt, die in erster Linie auf Hochwasser zurückzuführen sind. Die stetig zunehmende Entwicklung des Gebietes an der unteren Ruhr ließ es indessen ratsam erscheinen, rechtzeitig an eine Entlastung des Abwassersammlers zu denken. So wurde nach der Rhein- und Ruhrztg. der Bau eines zweiten Kanals beschlossen, der nun zur Ausführung kommt. Während der schon bestehende Kanal eine lichte Weite von 1,80 × 1,30 m hat, sind für den neuen Kanal Maße vorgesehen, die es möglich machen, ohne Überlastung den Abfluß der Abwasser auch bei stärkerer Entwicklung des Gebietes sicherzustellen, da er eine lichte Weite von 2,35 × 2,30 m erhalten wird. Mit den Vorarbeiten ist jetzt begonnen worden. Nach Fertigstellung des neuen Abwassersammlers erfährt auch die Kläranlage eine wesentliche Erweiterung. Die Arbeiten für den neuen Kanalanschluß, an denen zwei Firmen beteiligt sind, sollen derart beschleunigt werden, daß sie noch in diesem Jahre zu Ende geführt werden.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Einrichtung zur Ausgleichung des durch Gebirgs- oder Grundwasser erzeugten äußeren Überdrucks auf Wasserbauten (Kl. 84a, Nr. 404 285, v. 27. 4. 1923, von Dipl.-Ing. Karl Schaller in Düsseldorf). Um den durch Gebirgs- oder Grundwasser entstehenden äußeren Überdruck auf Wasserbauten auszugleichen, wird in das Mauerwerk eine dem äußeren Überdruck entsprechende Anzahl von Klappen oder Ventilen eingebaut, die sich selbsttätig nach der Innenwasserseite öffnen, sobald der Grundwasserdruck den Innendruck übersteigt, und im umgekehrten Falle sich von selbst schließen. Hierdurch können die Querschnitte des Bauwerks ohne Rücksicht auf den Wasserdruck ausgeführt werden, und die sonst übliche, dem Bauwerk entlang geführte Drainage fällt weg.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahnoberräte Sonntag, Altona, als Vorstand zum Verkehrsamt Hannover und Graebert, Essen, als Mitglied zur R. B. D. Frankfurt (Main), die Reichsbahnräte Dr. jur. Karl Hermann, Stuttgart, zur R. B. D. Altona, Menne, Paderborn, als Vorstand zum Betriebsamt 1 Braunschweig, Buddenberg, Münster (W.), als Mitglied zum E. Z. A. Berlin, Bräuninger, Eschwege, als Vorstand zum Betriebsamt 1 Aschersleben, Morrasch, Worms, als Mitglied zur R. B. D. Münster (W.), Johannes Schröder, Braunschweig, als Vorstand zum Betriebsamt Eschwege, Dölker, Detmold, als Vorstand zum Betriebsamt 2 Paderborn, Vibrans, Dessau, als Vorstand zum Betriebsamt Detmold, Seib, Trier, in den Bezirk der R. B. D. Mainz, Dr.-Ing. Klinkmüller, Elberfeld, zum Betriebsamt 1 Düsseldorf, Theodor Wagner, Karlsruhe, als Mitglied zur R. B. D. Essen und Stockhausen, Breslau, als Mitglied zur R. B. D. Altona.

Übertragen ist: den Reichsbahnräten Dr. jur. Wehde die Stellung als Vorstand des Verkehrsamts Altona und Hoepner die Stellung als Werkdirektor beim Ausbesserungswerk Neumünster.

Überwiesen ist: der Reichsbahnoberrat Max Schulze vom E. Z. A. zur R. B. D. Berlin als Mitglied.

Bestellt ist: der Reichsbahnoberrat Pauly zum Abteilungsleiter der R. B. D. Stettin.

Ausgeschieden: der Reichsbahnrat Dr. jur. Werner Rau, Berlin, ist infolge seiner Ernennung zum Regierungsrat im Reichsverkehrsministerium aus dem Dienste der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ausgeschieden.

Gestorben sind: der Reichsbahnoberrat Richtsteig, Abteilungsleiter der R. B. D. Stettin, und der Reichsbahnamtman Lincke, Verkehrskontrolleur beim Verkehrsamt Leipzig.

INHALT: Belastungsversuche mit Gitterträgern, ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten. — Bau der drei Trockendocks der Nederlandsche Dok-Maatschappij in Amsterdam. — Eine neue Verladebrücke im Duisburg-Ruhrorter Hafen. — Beseitigung der Niveaukreuzung der Straßenbahnen auf dem Potsdamer Platz in Berlin. — Vermischtes: — Erlaß des Reichsverkehrsministers betr. Handfeuerlöscher. — Zum 75. Geburtstage von Gustav Lindenthal. — „Verkehrstechnische und städtebauliche Studie im Anschluß an den Wiederaufbau der Weidendammer Brücke in Berlin." — Abteufen von Bergwerkschächten nach dem Gefrierverfahren in neuzeitlich verbesserten Ausführungen. — Tunnel-, Erd- und Unterfangungsarbeiten beim Bau der neuen Manhattan-Untergrundbahn. — Neues Verfahren zur Befestigung von Landstraßen. — Eine Talbrücke in scharfer Kurve. — Abwasserkanal Mülheim—Oberhausen—Duisburg. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 16. Juni 1925 Heft 26

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Pregelbrücke zu Königsberg (Preußen).

Von Reichsbahnrat Lewerenz, Regierungsbaurat a. D., Königsberg (Preußen).

I. Einleitung.

Die alte Hansastadt Königsberg, heute das einzige größere Handelszentrum des deutschen Ostens, steht seit ungefähr 14 Jahren im Begriff, sich zu einer modernen Großstadt zu entwickeln. Diese Entwicklung wurde lange Zeit durch den einengenden Festungsgürtel, durch die unzulänglichen und veralteten Hafen- und Speichereinrichtungen und endlich nicht zum wenigsten durch die schon lange sehr beengten und wenig leistungsfähigen Bahnhofsanlagen stark behindert. Die ersten beiden Hindernisse sind inzwischen im wesentlichen beseitigt. Die alten Umwallungen sind zum größten Teil verschwunden, ihre Bodenmassen mußten dazu dienen, die alten Festungsgräben bis auf wenige Reste zuzufüllen. Auf dem neu entstandenen Gelände sind zum Teil neue Straßen und Plätze angelegt worden. Ein beträchtlicher Teil des neuen Außenhafens ist Mitte Juni 1924 in Gegenwart der Reichs- und Staatsbehörden feierlich seiner Bestimmung übergeben worden.[1])

Die bei weitem größten Schwierigkeiten, und zwar sowohl finanzieller wie auch technischer Art, haben sich der Beseitigung des dritten Hindernisses entgegengestellt, nämlich der Umgestaltung der Königsberger Bahnhofsanlagen. Diese Arbeiten sind bereits seit 1913 im Gange, aber leider durch die Folgen des Krieges und der ersten Nachkriegszeit stark ins Stocken gekommen. Seit mehreren Jahren ist allerdings wieder Ansehnliches geleistet worden, so daß man hoffen darf, wenn nicht neue — und zwar jetzt finanzielle — Schwierigkeiten auftauchen, in einigen Jahren den neuen Personenbahnhof der Öffentlichkeit zu übergeben.

Die Einführung der von Norden herkommenden Linien von Pillau und von Tilsit—Labiau in den neuen Personenbahnhof führt zu einer neuen Überschreitung des Pregelstroms mittels einer Eisenbahnbrücke, die etwa 600 m westlich (stromab) der alten Pregelbrücke liegen wird. Die alte Brücke wird später entbehrlich und kann beseitigt werden, wodurch ein lange gehegter Wunsch der Stadt und der Schiffahrtinteressenten erfüllt wird. Enthält doch diese Brücke nur eine Durchfahröffnung für Schiffe und nur in einer Nutzbreite von 11 m! Sie bildet daher schon lange ein unangenehmes Hindernis für den Seeschiffsverkehr und ist auch häufig Anlaß zu schweren Unfällen gewesen, wobei längere Sperrungen der Eisenbahnstrecke zu verzeichnen waren.

Die neue Bahnstrecke und somit auch die Brückenfahrbahn liegen nicht wie die alte Labiauer Linie in Straßenhöhe, sondern in solch ausreichender Höhe über den Uferstraßen, daß diese ohne Schienenkreuzung unter den Gleisen durchlaufen können. An die eigentliche Flußbrücke schließen sich demnach sowohl nördlich wie südlich längere Straßenunterführungen an.

Infolge der Änderung der Bahnanlagen und der Neuanlage des Hafens sah sich der Magistrat schon vor Jahren gezwungen, den nördlich des Pregels gelegenen Stadtteil an der Holländerbaumstraße (enthaltend u. a. Gasanstalt und Elektrizitätswerk) mit dem südlich des

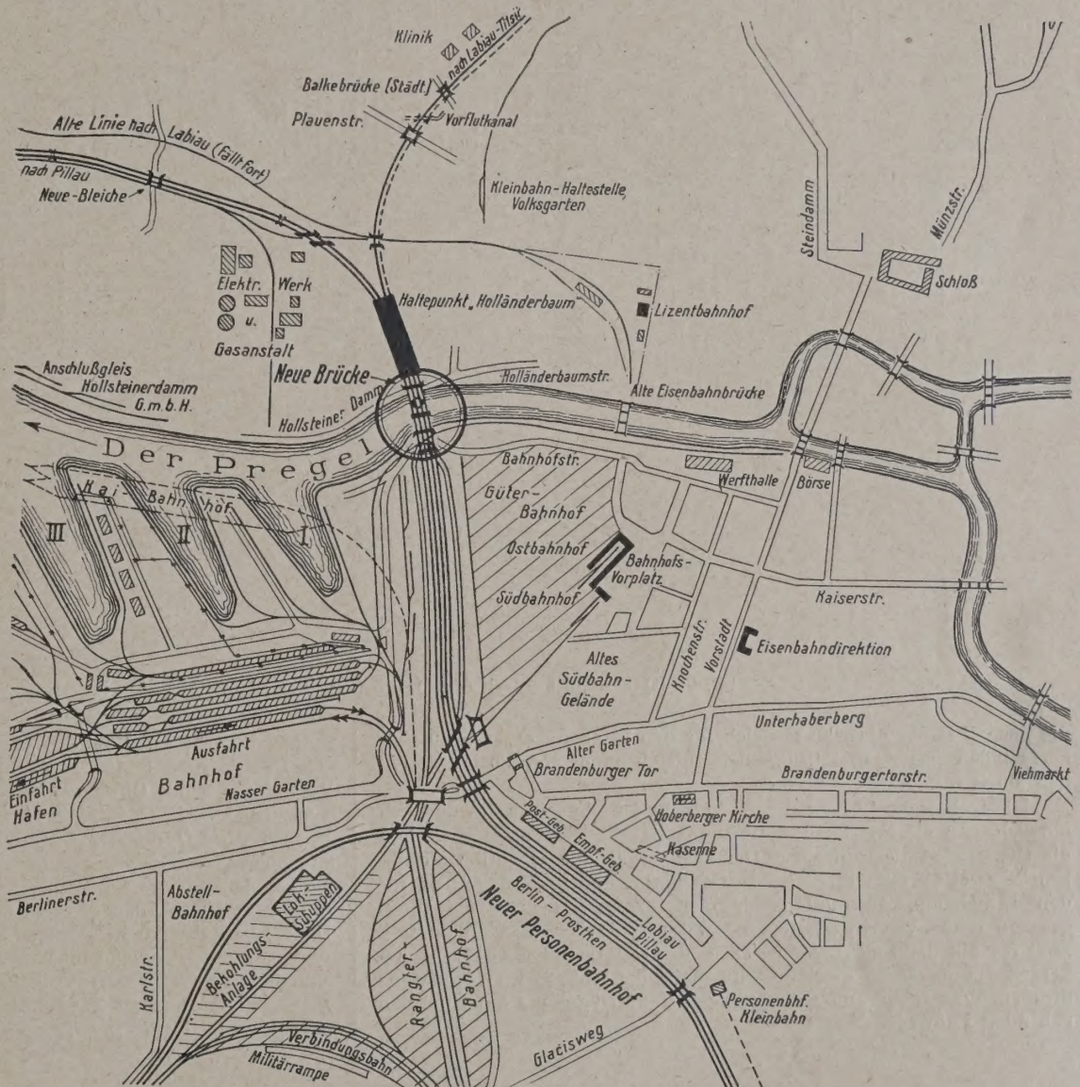


Abb. 1.

Pregels liegenden neuen Personenbahnhof, dem neuen Güterbahnhof und dem Hafen durch Anlage einer Straßenbrücke in bessere Verbindung zu bringen, da die nächste Straßenbrücke über den Pregel (Grüne Brücke) etwa 1100 m entfernt liegt. Sämtliche vorhandenen städtischen Pregelbrücken (im ganzen acht) sind zur Durchführung der Schiffe als Klappbrücken ausgebildet. Da sich dieses Brückensystem bisher im Betriebe ausgezeichnet bewährt hat, lag der Gedanke nahe, eine weitere Klappbrücke in einem gewissen Abstande von der neuen Eisenbahnbrücke zu errichten, der nach der Länge der größten Schiffe zu bestimmen war. Diese Lösung hatte aber den Nachteil, daß sämtliche den Königsberger Innenhafen aufsuchenden größeren Schiffe statt des einen Hindernisses deren zwei zu überwinden gehabt hätten, was immerhin eine erhebliche Erschwerung der Schiffahrt bedeutet hätte. Um diesen Nachteil zu vermeiden, wurde von Eisenbahnverwaltung und Magistrat gemeinsam beschlossen,

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 28, S. 324.

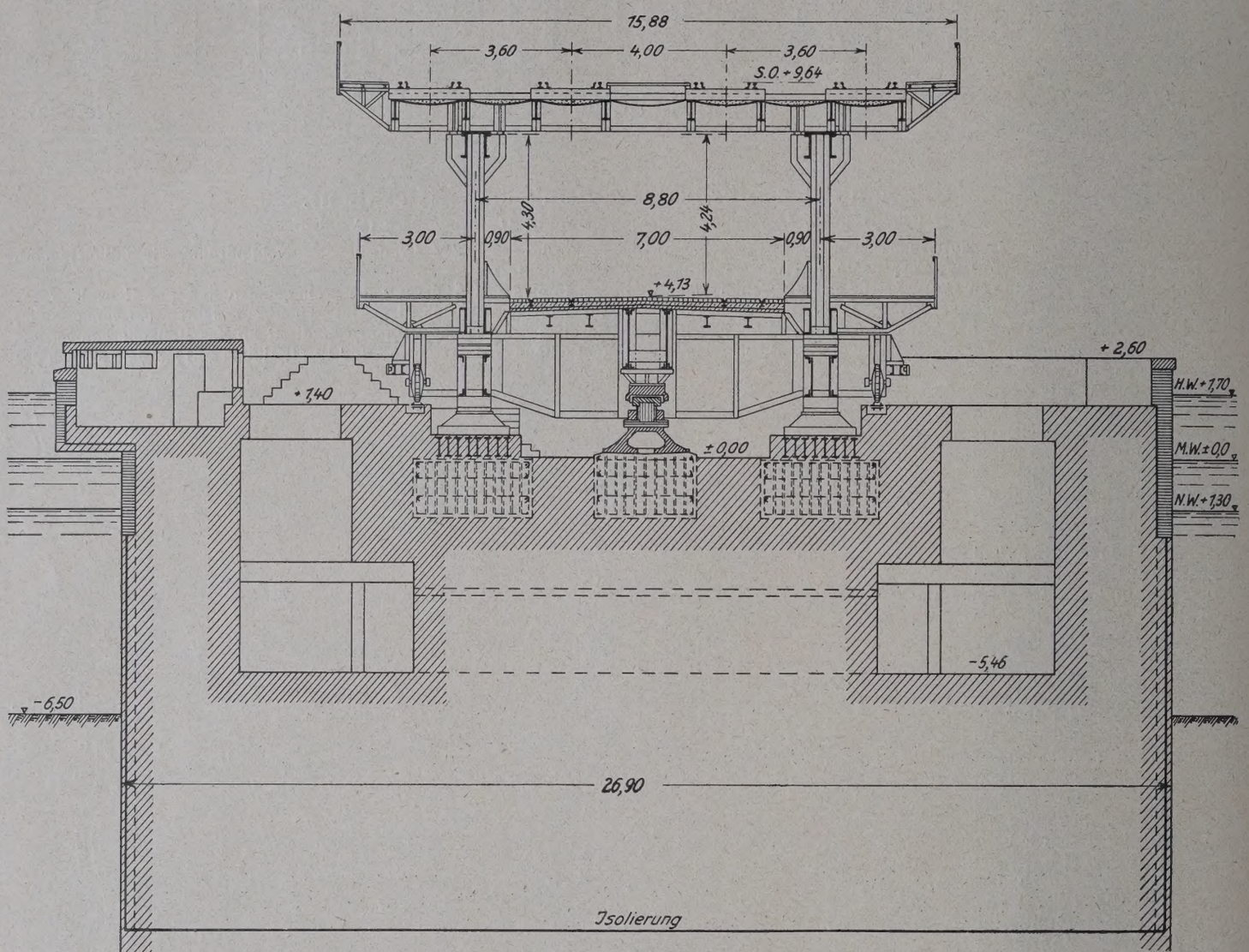


Abb. 2. Querschnitt durch die Drehbrücke bei Pfeiler *F* (von Norden gesehen).

die neue Eisenbahnbrücke zugleich für den Straßenverkehr benutzbar herzustellen gegen Erstattung der entstehenden Mehrkosten durch den Magistrat.

Die technische Lösung dieser Aufgabe ist ohne weiteres dadurch möglich, daß die Fahrbahn der Eisenbahngleise hoch gelegen ist und die Uferstraßen tiefer liegen. Demnach erhält die eigentliche Flußbrücke zwei übereinanderliegende Geschosse, und zwar das obere für den Eisenbahn-, das untere für den Straßenverkehr. Das Obergeschoß erhält vier Gleise, davon zwei für die Richtung Pillau und zwei für die Richtung Labiau—Tilsit, das Untergeschoß zwischen den beiden Hauptträgern die Fahrbahn für Fuhrwerks- und zweigleisigen Straßenbahnverkehr und außerhalb der Hauptträger die auf Konsolen ruhenden Fußwege.

II. Hauptformengebung der Brücke.

Das gesamte Bauwerk mit einer Länge von 198,20 m enthält zehn verschieden große Öffnungen, die zwischen den Pfeilern *A*—*L* liegen, von denen *B, C, D, E, H, J, K* als eiserne Pendelportale ausgebildet werden Die Öffnungen *A*—*E* bilden zusammen die Unterführung der südlichen Uferstraße, die in die Straßenfahrbahn der Flußbrücke übergeht. Außerdem werden hier zwei städtische Hafengleise unterführt, die den neuen Außenhafen mit dem Innenhafen verbinden. Sämtliche Überbauten sind als Blechträger ausgebildet, die auf dem Widerlager *A* und auf den Pendelportalen *B, C, D* und *E* aufruhen. Aus der Zusammenführung der Straßenbahngleise von der Uferstraße nach der Brücke ergibt sich die Notwendigkeit, jedes der eisernen Portale anders auszubilden. Portal *B* wird dreistielig, *C* vierstielig, *D* dreistielig und

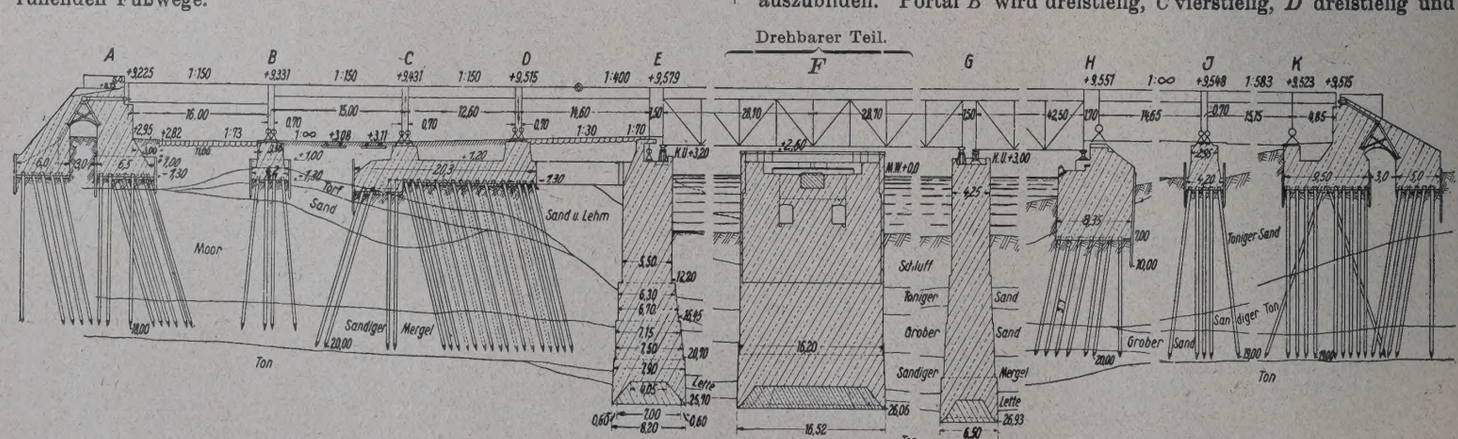


Abb. 3. Längsschnitt (von Osten gesehen).

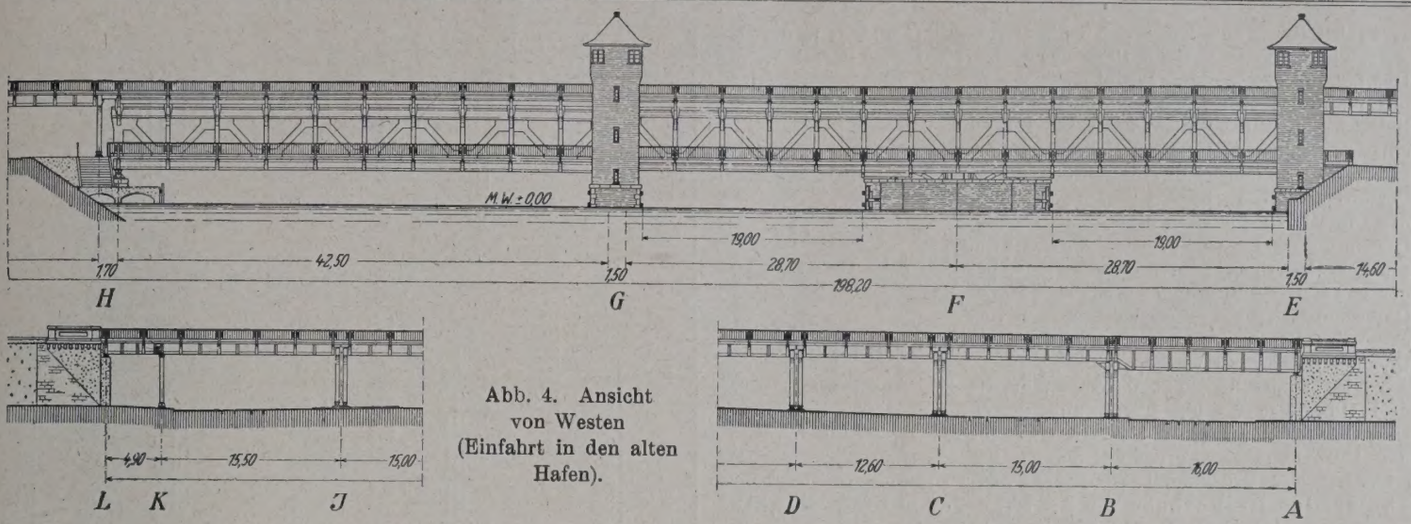


Abb. 4. Ansicht von Westen (Einfahrt in den alten Hafen).

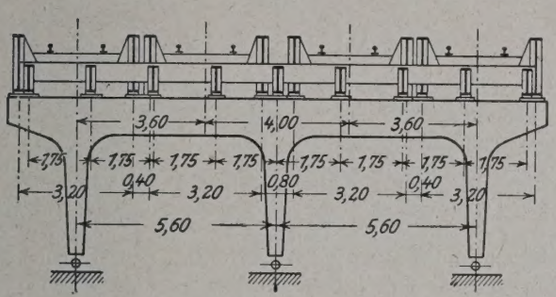


Abb. 5. Portal *B*.

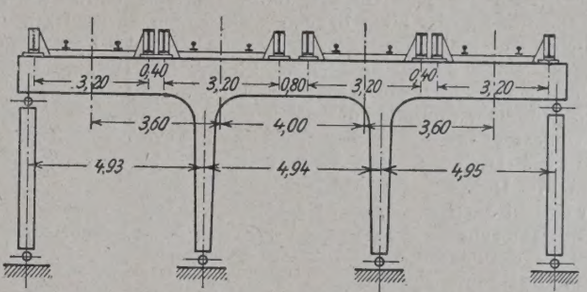
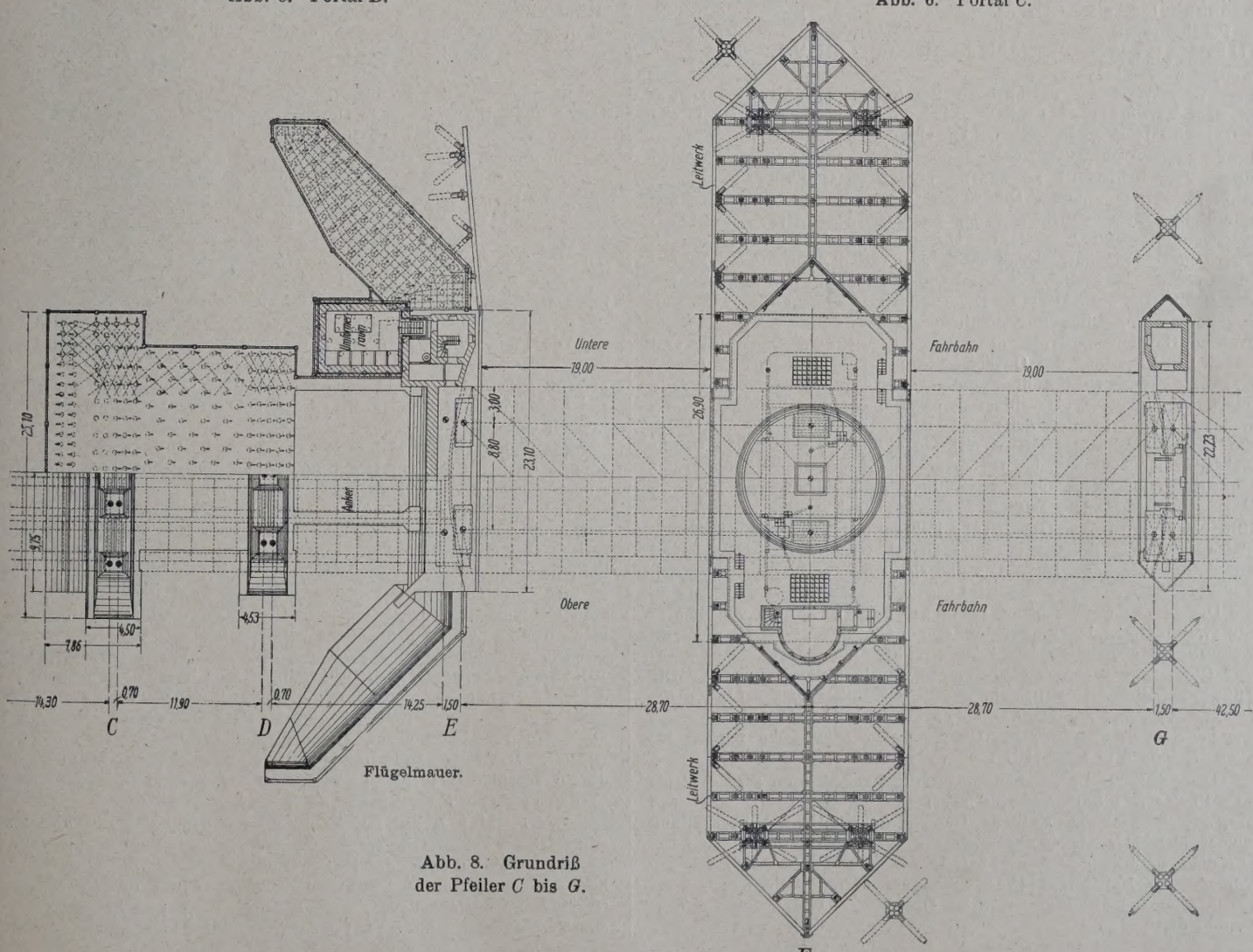


Abb. 6. Portal *C*.



Flügelmauer.

Abb. 8. Grundriß der Pfeiler *C* bis *G*.

E zweistielig. Außerdem werden die Portale B, C und D je doppelt ausgebildet, so daß z. B. die Überbauten A—B auf dem Portal B_1, die Überbauten B—C auf dem Portal B_2 aufliegen. Diese Anordnung wurde der Wahl einfacher Portale vorgezogen, weil letztere bei einseitiger Belastung (vergl. nebenstehende Skizze) zu einer erheblichen Exzentrizität der Auflagerresultierenden führen würde. Der Portalriegel würde hierbei auf Verdrehung, die Pfosten in höherem Maße auf Biegung beansprucht werden. Außerdem erfordert die schwere Betriebsbelastung der vier Gleise bei der gewählten Anordnung bereits sehr große Querschnittsabmessungen, so daß bei vereinigtem Portal ohnehin ein zweiwandiger Querschnitt gewählt werden müßte.

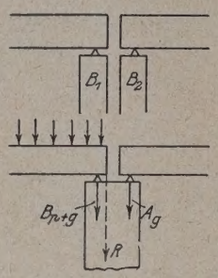


Abb. 7.

Die eigentliche Flußbrücke umfaßt die drei Öffnungen E—F, F—G und G—H. Die Öffnungen E—F und F—G sind für die Durchfahrt der größeren Schiffe bestimmt. Der Brückenteil E—F—G wird zu diesem Zweck als zweiarmige Drehbrücke von $2 \times 28{,}7 = 57{,}4$ m Gesamtstützweite konstruiert. Die lichte Durchfahrweite zwischen den Reibhölzern der Pfeiler beträgt für jede Öffnung 19 m, was eine beträchtliche Verbesserung des an der alten Brücke bestehenden Zustandes bedeutet. Die lichte Durchfahrhöhe bei geschlossener Brücke beträgt für die kleineren Schiffe 3,20 m über M. W. ($\pm$ 0). Die Drehbrücke ist im geschlossenen Zustande ein Träger auf drei Stützen. Bei der Drehung und in geöffneter Stellung ruht die Brückenlast im wesentlichen auf dem Königstuhl inmitten des Drehpfeilers F. Dieser Pfeiler enthält auch den Antriebmechanismus für das Drehen. Die Hauptträger der Drehbrücke sind als Paralleträger (14 Felder, je 4,10 m weit) ausgebildet und werden wegen der großen Stabkräfte aus hochwertigem Siemens-Martin-Flußstahl mit 20% Dehnung und einer Festigkeit von 4500 bis 5400 kg/cm² hergestellt. Die Querträger der oberen Fahrbahn liegen auf den Obergurten der Hauptträger unmittelbar auf und ragen über diese beiderseits konsolartig hinaus (s. Querschnittzeichnung, Abb. 2). Die unteren Querträger sind an die Untergurtstäbe unmittelbar angeschlossen. Auch die Querträger werden aus hochwertigem Baustoff hergestellt. Die Brücke erhält in der oberen Fahrbahn eine größte Breite von 16 m, so daß ihre Außenkanten in aufgedrehter Stellung um rd. 20 cm hinter die Außenkanten der Reibhölzer zurücktreten. Die sonstigen Querschnittabmessungen sind aus der Zeichnung ersichtlich. In der oberen Fahrbahn ist zwecks Gewichtsersparnis das Kiesbett nicht durchgeführt und daher die Lagerung des Oberbaues auf Brückenbalken und Längsträgern vorgesehen. Zum Schutze der darunterliegenden Straße gegen Regenwasser, Maschinenöl usw. sowie zur Schalldämpfung werden unterhalb der Schwellen leichte Buckelbleche eingebaut, die in der Breite der Gleise mit einer dünnen Kiesschicht gefüllt werden. Der zwischen den Gleispaaren liegende Mittelstreifen erhält eine Buckelblechlage ohne Kiesfüllung und darüber als Gehweg Holzbohlenbelag. Die seitlich auskragenden Fußwege werden mit Riffelblech abgedeckt. Die untere Fahrbahn trägt zwei Straßenbahngleise von 1 m Spurweite. Die Decke besteht aus Holzpflaster auf Beton über Zoreseisen. Die außerhalb der Hauptträger liegenden Fußwege bestehen aus hölzernen Längsbohlen auf Querbalken. Die an die Drehbrücke anschließende feste Fachwerkbrücke von 42,5 m Stützweite (10 Felder) zwischen den Pfeilern G und H wird im wesentlichen ebenso durchgebildet wie die Drehbrücke. Die Haupt- und Querträger bestehen gleichfalls aus hochwertigem Baustoff. Die Fußwege der unteren Fahrbahn werden mit Gußasphalt auf Beton befestigt, da es hier nicht auf eine so große Gewichtsersparnis ankommt wie bei dem drehbaren Teil. Die lichte Durchfahrhöhe beträgt für kleine Schiffe 3 m über M. W.

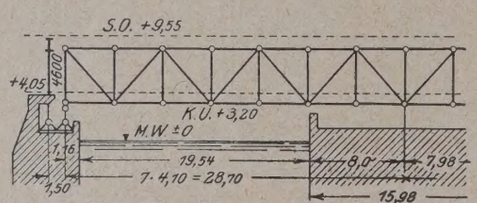


Abb. 9. Trägernetz der Drehbrücke.

Die nördliche Uferstraßenunterführung reicht vom Pfeiler H bis zum Pfeiler L (nördl. Endwiderlager) und ist grundsätzlich ebenso ausgebildet wie die südliche Unterführung. Die Stützenstellung richtet sich hier gleichfalls nach der Lage der Straßenbahngleise. Da die obenliegenden Gleise bei Annäherung an den nördlich anschließenden Haltepunkt Holländerbaum auseinanderlaufen, so ergeben sich für die äußeren Gleise Überbauten von trapezförmigem Grundriß.

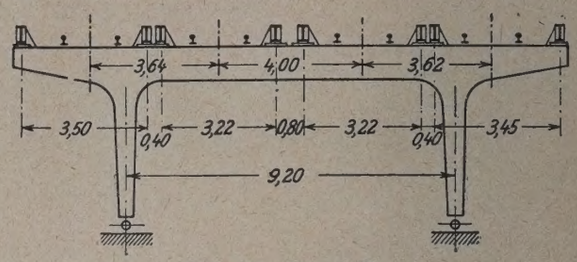


Abb. 10. Portal H.

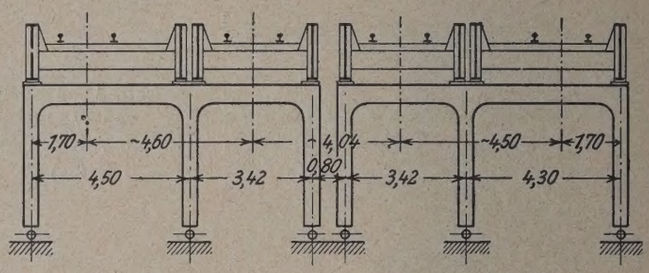


Abb. 11. Portal K.

III. Ausbildung der Pfeiler im einzelnen. Gründungsarbeiten.

Die Gründung der Brücke ist wegen der sehr ungünstigen Bodenverhältnisse recht schwierig und kostspielig gewesen. Das Flußbett ist 6 bis 7 m tief, die Flußsohle besteht aus meterstarkem Schlamm. Die darunterliegenden Schichten enthalten Schlick, Schluff, feinen und gröberen Sand von geringer Tragfähigkeit mit dazwischenliegenden Moorschichten. Erst in einer Tiefe von rund 20 m unter M. W. beginnt der Boden allmählich fester zu werden. An manchen Stellen ist sogar der tragfähige Baugrund erst bei 26 m Tiefe angetroffen worden (Abb. 3).

Die Fundamente der Landpfeiler haben jetzt nach ihrer Fertigstellung eine etwas auffallende Form erhalten. Dies hat seine Ursache darin, daß die Fundamente ursprünglich im Jahre 1914/15 erbaut wurden und damals für den Lastenzug B der preußischen Staatsbahn bemessen waren. Inzwischen ist der schwerere Lastenzug N eingeführt worden, der zusammen mit der Stoßziffer der neuen Berechnungsvorschriften eine bedeutende Überbeanspruchung der Fundamente ergab, so daß diese im Jahre 1923 verstärkt werden mußten.

Die Pfeiler A—D sind in Beton ausgeführt und auf Holzpfählen gegründet. Betonpfähle schieden wegen des Vorhandenseins von Moor aus. Die Pfähle von durchschnittlich 35 cm Stärke und 18 m Länge werden mit je 24 bis 27 t belastet. Das Widerlager A mußte besonders kräftig gebaut werden, weil es die gesamten Bremskräfte des Brückenteils A—E aufzunehmen hat. Zur einwandfreien Überleitung der von den Bremskräften am Lager A erzeugten wagerechten Auflagerkräfte in das Mauerwerk sind in diesem starke eiserne Bremsböcke einbetoniert, die mit der Eisenkonstruktion unmittelbar verbunden sind.

Die Pfeiler H, J, K, L am nördlichen Brückenende sind ähnlich ausgebildet wie die am Südende. Das Fundament für K und L besteht in einem zusammenhängenden Betonkörper, der außerdem zur Aufnahme der Bremskräfte des Brückenteils H—L mit eisernen Böcken versehen ist.

Sämtliche Auflagersteine des ganzen Brückenbauwerks sind aus Eisenbeton hergestellt, da Granitquadern in den erforderlichen großen Abmessungen zu schwer zu beschaffen sind.

Die drei Pfeiler E, F und G der Drehbrücke sind mit Druckluftgründung ausgeführt worden, die hier wirtschaftlicher war als eine andere Gründungsart. Auch kommt es gerade für die Drehbrücke auf eine möglichst große Standsicherheit der Fundamente an, da geringe nachträgliche Senkungen einzelner Pfeiler einmal in der Brücke ungünstige Zusatzbeanspruchungen und in dem empfindlichen Bewegungsmechanismus leicht Störungen hervorrufen können.

Die auftretenden Bodenpressungen bewegen sich zwischen 5,5 und 10,8 kg/cm². Letzterer Wert ist scheinbar sehr hoch, aber doch unbedenklich, weil dieser besonders ungünstige Belastungsfall nur ausnahmsweise eintreten kann, weil ferner in der statischen Berechnung sowohl der Auftrieb des im Boden stehenden Mauerwerks als auch der Reibungswiderstand zwischen Erde und Mauerwerk vernachlässigt ist und weil die Bodenschichten in dieser Tiefe schon wegen des Drucks der hohen Wassersäule eine Pressung von 2 bis 2,5 kg/cm² erhalten.

Der Pfeiler E hat mit Rücksicht auf den einseitig wirkenden Erddruck zur größeren Sicherheit eine Verankerung mit den rückwärtsliegenden Fundamenten der Pfeiler C und D erhalten. Er hat einmal das Endportal E der Straßenunterführung sowie die Pendellager (Hublager) der Drehbrücke zu tragen. Nach Westen zu hat der Pfeiler eine Verlängerung erhalten, auf der ein Turmaufbau errichtet ist. Dieser

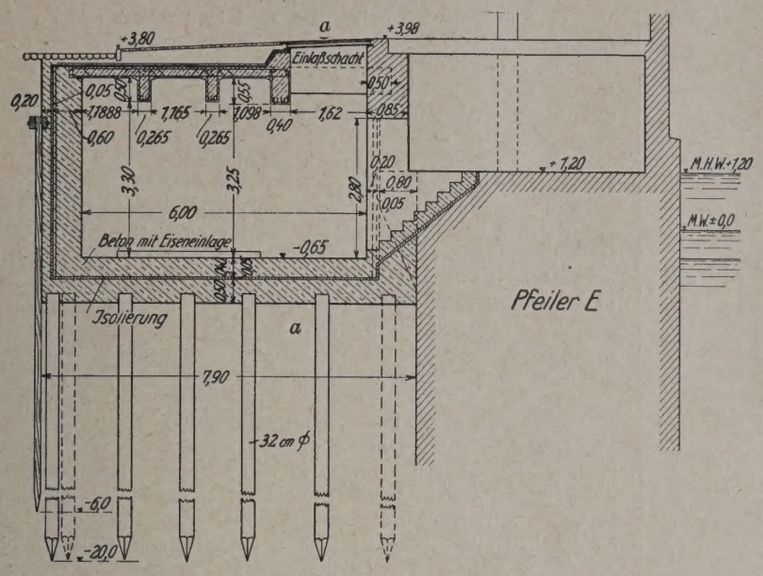


Abb. 12. Umformerraum.

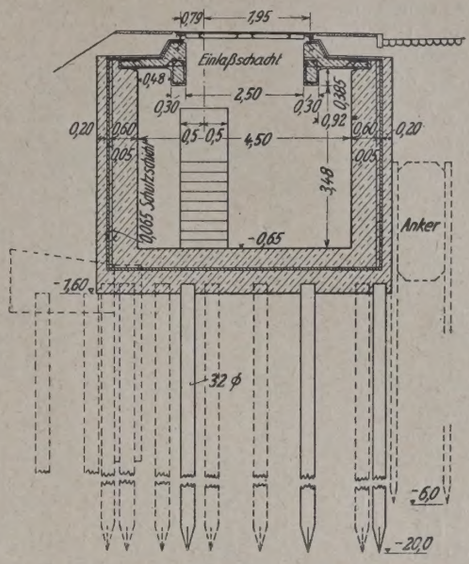


Abb. 13. Umformerraum. Querschnitt *a*—*a*.

Turm enthält vier Geschosse, deren Zweck später näher beschrieben wird. Die an den Pfeiler *E* schräge anschließenden Flügelmauern sind auf Pfahlrost gegründet. Ferner steht mit dem Kellergeschoß des Turmaufbauses ein Umformerraum in Verbindung. Sohle und Seitenwände dieses Raumes bestehen aus Beton auf Pfahlrost, teilweise mit Eiseneinlagen. Zum Schutz gegen Grundwasser ist eine Isolierschicht aus Büscherit eingelegt. Die Decke ist in Eisenbeton konstruiert und enthält eine mit einer Klappe versehene Öffnung, die zum Herunter- oder Heraufassen schwerer und sperriger Umformerteile dient.

Der Drehpfeiler *F* trägt den Königstuhl und die Verkehrslager, deren Bedeutung später näher erläutert wird. Der Königstuhl ruht mit seinem Unterteil unmittelbar auf dem Eisenbetonauflagerstein. Die Verkehrslager ruhen auf besonderen großen Trägerrosten, die den Druck auf die Auflagersteine zu verteilen haben. Ferner sind die

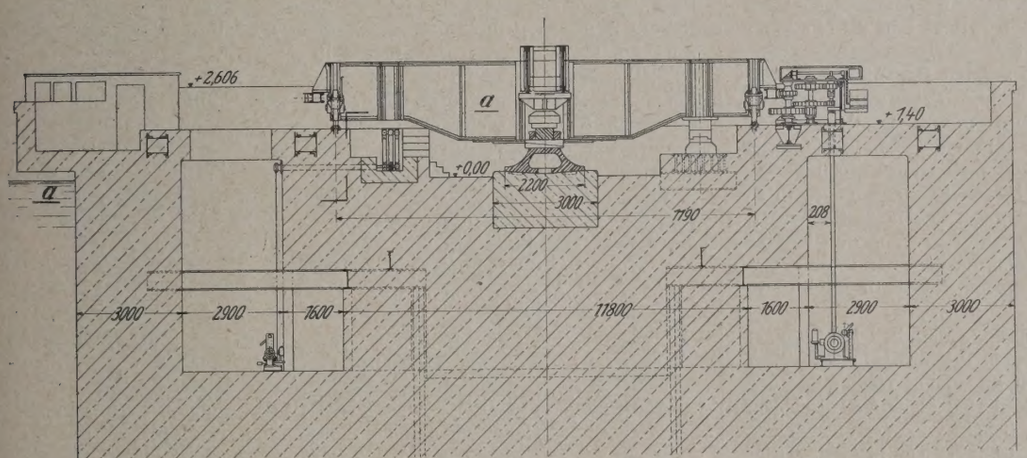


Abb. 15.

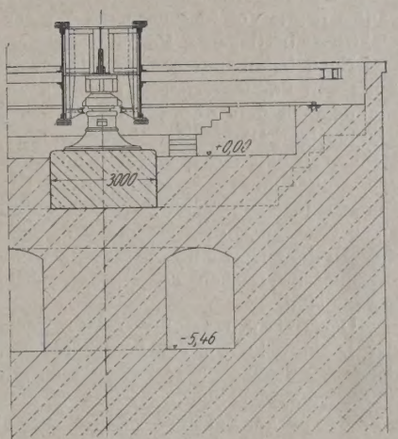


Abb. 17.

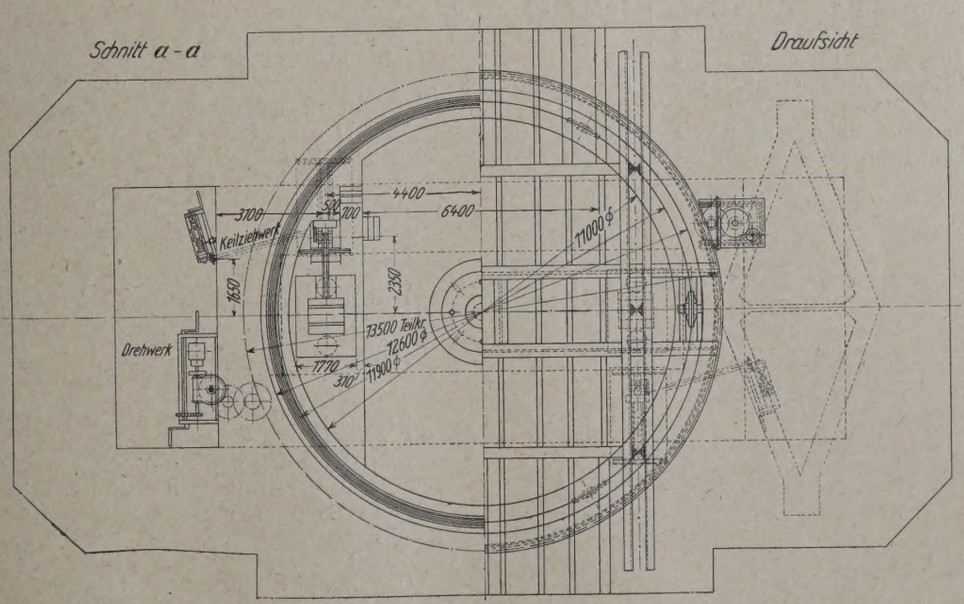


Abb. 16.

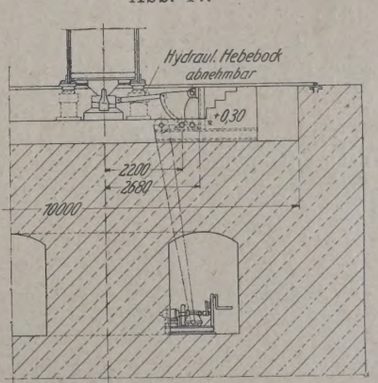


Abb. 18.

Abb. 15 bis 18.
Pfeiler *F* mit Anordnung der Triebwerke.

Trägerroste zum Aufstellen von Druckwasser-Hebeböcken eingerichtet, die die Brücke bei etwaigen Ausbesserungen am Königstuhl von diesem abheben sollen. Der Grundriß des Pfeilers hat eine längliche Form, die sich aus der Anordnung der im Innern des Pfeilers liegenden Maschinenräume ergibt. In diesen Räumen, deren Sohle 5,46 m unter M. W. liegt, werden die elektrisch angetriebenen Brückendrehwerke sowie die Kurbeln für den Reserveantrieb von Hand untergebracht. Der Zugang zu den Räumen geschieht von dem östlichen Vorbau aus. Die beiden Maschinenräume sind durch zwei Laufgänge miteinander verbunden. Das auf der Pfeileroberfläche sich sammelnde Regenwasser wird durch ein System von Abflußröhren in einen Sumpf geleitet, der in einer Ecke des westlichen Maschinenraums liegt. Von hier wird das Wasser von Zeit zu Zeit mittels einer elektrisch betriebenen Pumpe ausgepumpt.

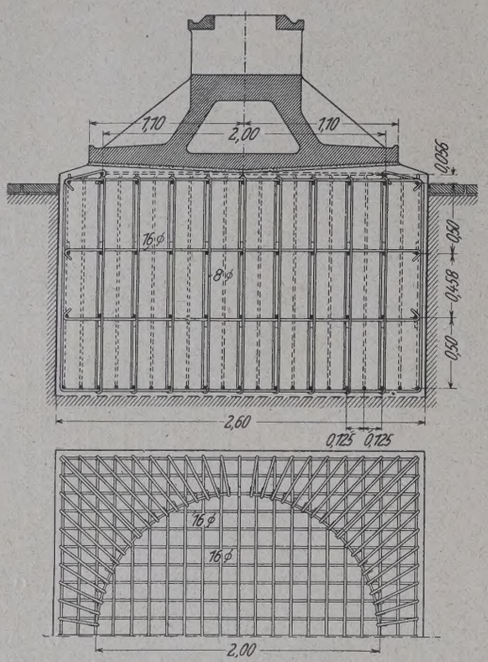


Abb. 14. Unterteil des Königstuhls mit Auflagerstein aus Eisenbeton.

Nach Osten und Westen schließt sich an den Drehpfeiler ein aus hölzernen Pfählen erbautes Leitwerk an, das die Brücke in geöffneter Stellung vor dem Anprall von Schiffen schützen soll. Die Pfähle sind zu einzelnen Dalben zusammengefaßt, die miteinander in Verbindung stehen, so daß ein etwaiger Schiffsstoß von mehreren Dalben gleichzeitig aufgefangen werden kann. Die Leitwerke tragen an ihren Spitzen je einen Verriegelungsschuh für die Brückenriegel sowie je einen eisernen Gittermast mit dem Schiffahrtsignal. Vor den Köpfen des Drehpfeilers sind Eisabweiser angebaut, bestehend aus eingerammten eisernen Trägern, zwischen denen Eisenbetontafeln eingepaßt sind.

Der Strompfeiler *G* trägt die entsprechenden Brückenauflager der Drehbrücke wie der Pfeiler *E*, außerdem die beweglichen Lager der festen Brücke *G—H*. Der Pfeiler erhält an seinem Westende einen ähnlichen Vorbau wie der Pfeiler *E*, auf dem sich gleichfalls ein Turm erhebt (Abb. 8). Bei einer Ansicht gegen die Brücke von Westen her (Einfahrt in den Innenhafen) tritt demnach der drehbare Teil besonders klar durch die ihn flankierenden Türme in Erscheinung (Abb. 4). Sämtliche drei Pfeiler *E* bis *G* sowie auch *H* erhalten eine Verblendung mit besonders harten und wetterbeständigen Eisenschmelzklinkern aus dem Werk Muldenstein bei Bitterfeld. Die oberen Seitenwände des Drehpfeilers werden außerdem mit Granitquadern abgedeckt, während die übrigen Pfeiler oben mit einer Klinkerrollschicht abgedeckt werden.

Damit die Schiffer beim Durckstaken von Kähnen durch die beiden Hauptöffnungen *E—F* und *F—G* mit ihren Stangen nicht das Verblendmauerwerk beschädigen, sind in der Verblendung zwei übereinanderliegende Reihen von gußeisernen Schutenkasten vorhanden, die mit dem dahinterliegenden Mauerwerk verankert sind. Diese Kasten tragen in der Mitte ein verankertes Rundeisen, so daß sie sowohl zum Abstoßen wie auch zum Heranziehen von Fahrzeugen benutzt werden können.

Zur Sicherung der Brücke gegen Schiffsanprall sind außer dem erwähnten Leitwerk noch mehrere Reihen von vierpfähligen Schutzdalben vorgesehen, die auch zum Teil mit Ringen zum Festmachen von Schiffen ausgerüstet sind. Die äußersten Dalben sind besonders stark ausgebildet (aus neun Pfählen), da sie gegebenenfalls den ersten Stoß eines Schiffes aushalten müssen. Außerdem sind diese Dalben in der Dunkelheit durch blaue Laternen kenntlich gemacht.

Die drei Druckluftpfeiler wurden mit Rücksicht auf die Schiffahrt in mehreren Bauabschnitten ausgeführt. Die Senkkasten wurden sämtlich aus Eisenbeton hergestellt. Sie wurden nicht von Gerüsten, sondern vom festen Lande aus abgesenkt. Zu diesem Zweck wurden vorher besondere künstliche Inseln hergestellt, und zwar in folgender Weise:

Zunächst wurden zur Einfassung dieser Inseln Pfahlwände gerammt, die gegenseitig verankert wurden. Von innen wurden gegen die Pfähle Brettafeln gelehnt, um das Durchrieseln des Füllbodens zu verhindern. Zum Auffüllen wurde grobkörniger Sandboden in Prahmen an die Baustelle gebracht und mittels Greifbagger zwischen die Pfahlwände geschüttet. Für jeden der drei Pfeiler wurde eine besondere Insel hergestellt. Die Pfahlverankerungen wurden dem Fortschritt der Absenkung entsprechend nach und nach beseitigt. Nach Beendigung der Absenkung wurden die Pfähle herausgezogen und der noch zurückbleibende Füllboden durch Baggern aus dem Flußbett entfernt.

Die Arbeiten wurden im Sommer des Jahres 1914 in Angriff genommen, erlitten dann durch den Kriegsausbruch eine längere Unterbrechung und wurden 1915 beendet.

Zur Sicherung der Schiffahrt während der Ausführung dieser drei Pfeiler waren besondere Maßnahmen vorgeschrieben. Zunächst wurden sowohl flußauf wie flußab längere Reihen von Schutzdalben geschlagen, die zum Festmachen wartender Schiffe mit Ringen versehen waren. Zweitens wurde auf Kosten der Neubauverwaltung ein besonderer Schlepperdienst eingerichtet, damit sämtliche Schiffe rasch und sicher durch die in ihrer Lichtweite stark beschränkte Durchfahröffnung befördert werden konnten. Endlich wurde am Westende des Pfeilers *G* eine hohe Signalbake errichtet, die an ihrer Spitze ein besonderes Schiffahrtsignal trug, bestehend aus zwei drehbaren Flügeln und einem zwischen ihnen liegenden festen Ball. Unterhalb des Signals lag ein überdachter Raum, in dem sich ständig ein Wärter aufhielt, der die Schiffahrt an dieser Stelle zu regeln und das Signal zu bedienen hatte. Das Signalbild „beide Arme wagerecht" bedeutete für die Schiffe aus beiden Richtungen „Halt". War der obere Flügel in Schrägstellung, so war die Schiffahrt in der einen Richtung frei, entsprechend bedeutete die Schrägstellung des unteren Flügels die freie Fahrt in der anderen Richtung. Bei Nacht wurden die Signalbilder durch farbige Laternen bezeichnet. Die Sicherungen haben sich gut bewährt, nennenswerte Unfälle sind trotz der langen Bauzeit nicht vorgekommen.

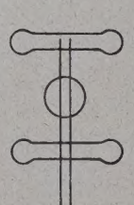


Abb. 20.

IV. Lagerung der Drehbrücke.

1. Brücke geschlossen, Königstuhl eingebaut.

In geschlossener Stellung ruht die Brücke mit ihrem Eigengewicht (im Betrage von 1156 t) auf dem Königstuhl und den vier Endlagern der Pfeiler *E* und *G*, im folgenden kurz „Hublager" genannt, weil sie, wie später erläutert wird, zum Anheben und Absenken der Brückenenden eingerichtet sind. Sie sind stelzenförmig ausgebildet und wirken daher als bewegliche Auflager. Das feste Auflager wird für beide Hauptträger gemeinsam durch den Königstuhl dargestellt, der also allein die wagerechten Lagerkräfte aufzunehmen hat (Abb. 15 u. 17). Der Hauptträger der Brücke ist demnach ein gleicharmiger Träger auf drei Stützen mit dem festen Lager in der Mitte und den beweglichen Lagern an den Enden, also äußerlich einfach statisch unbestimmt. Zur Übertragung der Last auf den Königstuhl sind in Brückenmitte zwei große Hauptträger mit 2,20 m gegenseitigem Abstand angeordnet. Da die Systempunkte der Hauptträger nicht senkrecht über diesen Querträgern liegen, ruhen die Hauptträger nicht unmittelbar auf den Hauptquerträgern, sondern sie stützen sich im mittelsten Knotenpunkt auf

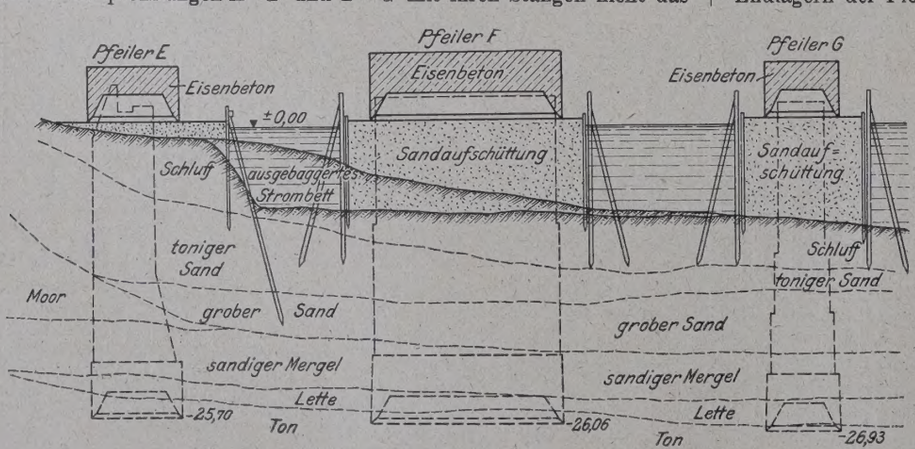


Abb. 19. Absenkung der Druckluftpfeiler.

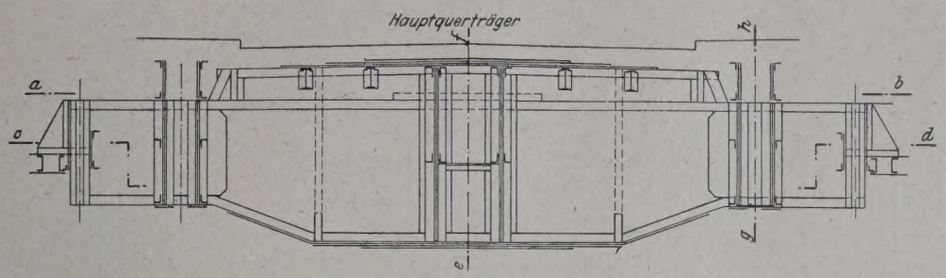


Abb. 21.

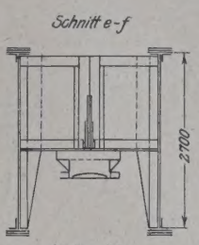


Abb. 23.

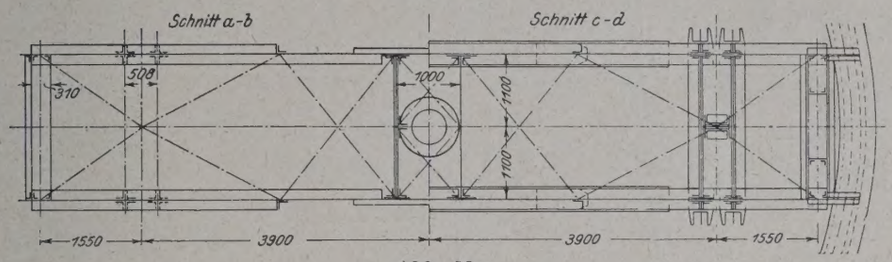


Abb. 22.

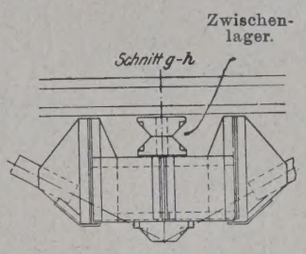


Abb. 24.

Abb. 21 bis 24. Auflagerung der Drehbrücke in der Mitte.

besondere Zwischenlager (Abb. 24), die durch Vermittlung von Verbindungsschotten von den Hauptquerträgern getragen werden. Diese übertragen die Last weiter auf zwei in der Nähe des Königstuhls liegende Verbindungsschotte, zwischen denen genau über dem Königstuhl ein steifer Blechträger mit sehr breiter, glatt gehobelter Fußfläche sitzt (Abb. 23). Dieser Blechträger überträgt schließlich die Last auf das Oberteil des Königstuhls. Die Mittelstütze ist bei der Hauptträgerberechnung nicht als starr anzunehmen, sondern sie gibt gegenüber den als starr zu betrachtenden Außenstützen so viel nach, als die Durchbiegung der mittleren Querträger beträgt.

Die drei Stützen werden in solcher Höhenlage zueinander angelegt, daß die Hublager von der ruhenden Belastung je 150 t erhalten. Bei dieser Lagereinstellung bekommen die Hublager selbst bei den ungünstigsten Belastungsfällen niemals eine negative Auflagerkraft, was wegen der konstruktiven Durchbildung der Hubvorrichtung vermieden werden muß. Dies könnte dadurch erreicht werden, daß die Endlager gegenüber der Brückenmitte um ein bestimmtes Maß überhöht werden. Damit aber die Brückenfahrbahn keinen Sack bildet, erhalten statt dessen die Hauptträger bei der Aufstellung eine leichte Krümmung derart, daß die Enden tiefer liegen als die Brückenmitte. Hierdurch wird eine bessere Fahrbahnentwässerung erzielt.

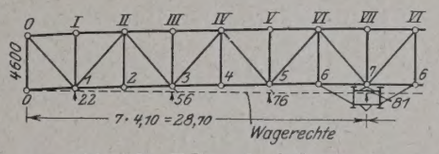


Abb. 25. Trägerüberhöhung.

Um eine zu hohe Belastung des Königstuhls und den Einfluß von Stoßwirkungen der Verkehrslasten zu vermeiden, wird nach dem Einschwenken der Brücke unter der Mitte jedes Hauptträgers ein sogenanntes „Verkehrslager" durch Verschieben von Keilen in Tätigkeit gesetzt, das sich mit einem geringen Druck gegen die Brücke preßt. Diese beiden Lager nehmen gemeinsam mit den Hublagern die gesamten Verkehrslasten (Eisenbahn, Straßenfuhrwerke, Straßenbahn, Fußgänger) auf, während der Königstuhl von diesen Lasten nichts erhält (Abb. 15 u. 18). Die Verkehrslager liegen unter den vorher erwähnten Verbindungsschotten, die die Zwischenlager tragen. Hierdurch ist erreicht, daß die von den Verkehrslasten erzeugten Auflagerkräfte ohne Beanspruchung der Hauptquerträger und des Königstuhls unmittelbar von den Zwischenlagern durch die Schotte in die Verkehrslager geleitet werden. Auch für die Verkehrslasten liegt ein Träger auf drei Stützen vor, die hier sämtlich als starr angesehen werden dürfen.

Die Windkräfte werden durch die einzelnen steifen Querrahmen der Brücke in einen Windträger geleitet, der ungefähr in Untergurtebene liegt. Dieser Windträger ruht gleichfalls auf drei Stützen. Die Mittelstütze ist wieder der Königstuhl, die Endstützen bestehen in festen Brückenriegeln, die nach Einschwenkung der Brücke beim Anheben der Brückenenden wirksam werden. Das Windkippmoment wird durch den Königstuhl und je ein Verkehrslager aufgenommen. Zur Aufnahme der im Obergeschoß auftretenden bedeutenden Bremskräfte ist an jedem Brückenende ein wagerecht liegender Bremsträger etwa in Höhe des Obergurtes angeordnet, der die Bremskräfte in die Hauptträger weiterleitet.

Damit die Bremskräfte von jedem Hauptträger einwandfrei an an den Königstuhl abgegeben werden können, sind die Knotenpunkte 6 des Hauptträgeruntergurts mit dem Untergurt der Hauptquerträger durch besondere Schrägstäbe verbunden (Abb. 25). Denn wenn man sich diese Schrägstäbe fortdenkt, so würde das unter der Brückenmitte sitzende Trägeraggregat (Hauptquerträger mit Verbindungsschotten) für die Brückenlagerung die gleiche Wirkung haben wie ein Pendelportal. Die oberen Gelenkpunkte dieses Portals wären die oben erwähnten Zwischenlager, die unteren Gelenkpunkte würden im Kipplager des Königstuhls zusammenfallen. Die ganze Brücke wäre dann ein Balken auf drei beweglichen Lagern (Pendeln), also zur Aufnahme von senkrechten Lasten einfach statisch unbestimmt, hingegen zur Aufnahme von wagerechten Längskräften nicht geeignet, weil verschiebbar gelagert. Zur Festlegung der Brücke gegen Verschieben in der Längsrichtung bedarf es daher wenigstens eines Schrägstabes. Der zweite Schrägstab ist überzählig, so daß das Trägersystem nunmehr auch innerlich einfach statisch unbestimmt ist.

2. Brücke geschlossen, Königstuhl ausgebaut.

Dieser Fall kann bei größeren Ausbesserungen des Königstuhls eintreten. Mittels der im Abschnitt III erwähnten Druckwasser-Hebeböcke wird die Brücke etwas angehoben und nach Ausbauen des Königstuhls auf die beiden Verkehrslager abgesetzt (Abb. 18). Diese Lager haben dann nicht nur die Verkehrslasten zu tragen, sondern auch die ruhende Belastung. Ein Drehen der Brücke ist in dieser Zeit natürlich ausgeschlossen. Die Berechnung der Hauptträger ist nahezu die gleiche wie unter 1, nur mit dem Unterschiede, daß jetzt alle drei Stützen als starr anzusehen sind.

Die Windkräfte werden über dem Drehpfeiler mit hinreichender Sicherheit von den in den Verkehrslagern auftretenden Reibungskräften aufgenommen, sonst ändert sich an der Übertragung der Windkräfte nichts gegenüber dem Fall 1.

Die Verkehrslager sind indessen nicht imstande, auch die Bremskräfte lediglich durch die Reibung aufzunehmen. Zu diesem Zweck wird bei den Verkehrslagern eine besondere Verriegelung eingebaut bevor der Königstuhl ausgeschaltet wird.

3. Brücke im Auf- oder Zudrehen begriffen.

Der Königstuhl übernimmt die ganze ruhende Last, ebenso die Mittelkraft der Windkräfte, die bei gleichmäßigem Windangriff durch die Königstuhlsenkrechte gehen muß. Sowohl Hauptträger wie Windträger sind Balken auf einer Mittelstütze. Erhalten die beiden Arme ungleichmäßigen Winddruck, so entsteht ein Zusatzdrehmoment, das je nach der Windrichtung die Brückendrehung entweder beschleunigt oder verzögert, also vom Drehwerk aufgenommen wird. Beim Windangriff, mag er senkrecht zur Brückenachse oder gleichlaufend dazu wirken, entsteht ein Kippmoment für die Brücke, das der Königstuhl allein nicht übernehmen kann, da er in seinem Oberteil eine Kugelgelenkfläche hat. Zum Ausbalancieren der Brücke beim Drehen sind daher sechs senkrecht stehende Rollen vorgesehen, die auf einer kreisförmigen Laufschiene laufen (Abb. 26). Die Rollen sind so eingebaut, daß sie

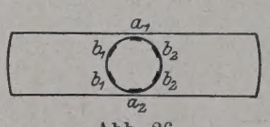


Abb. 26.

Abb. 27.

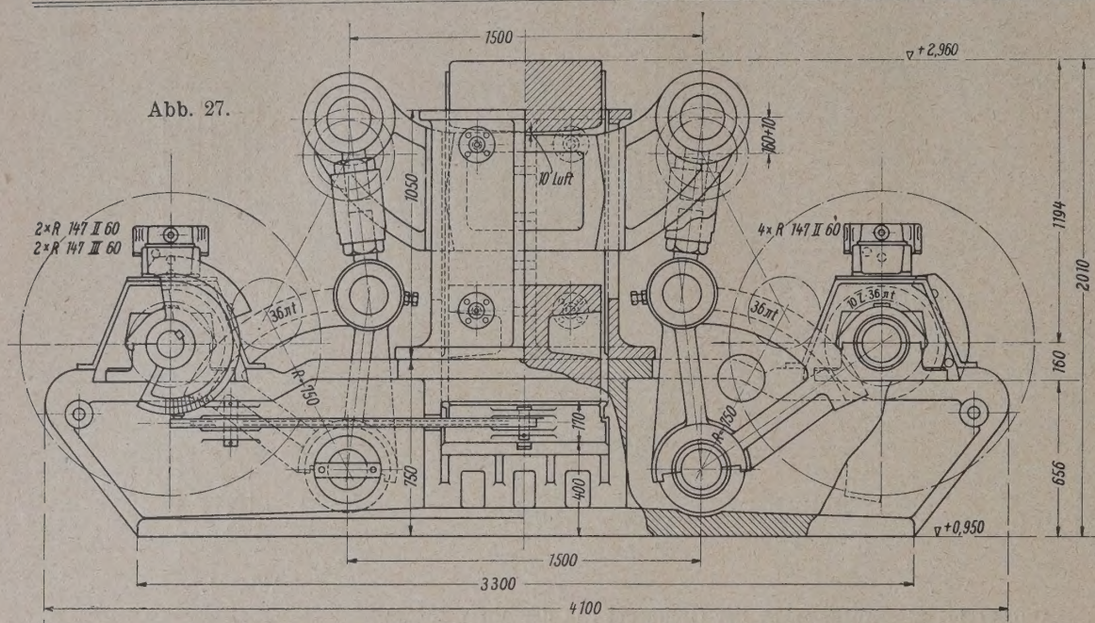
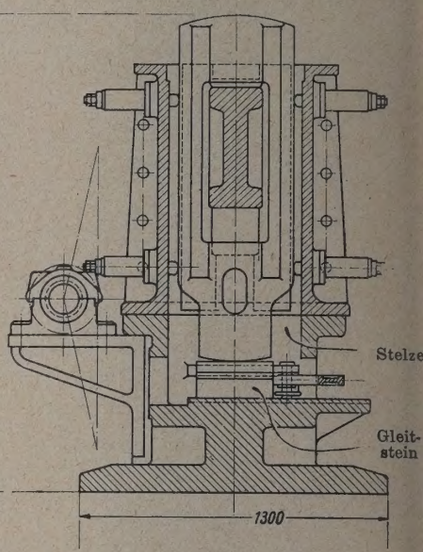


Abb. 28.



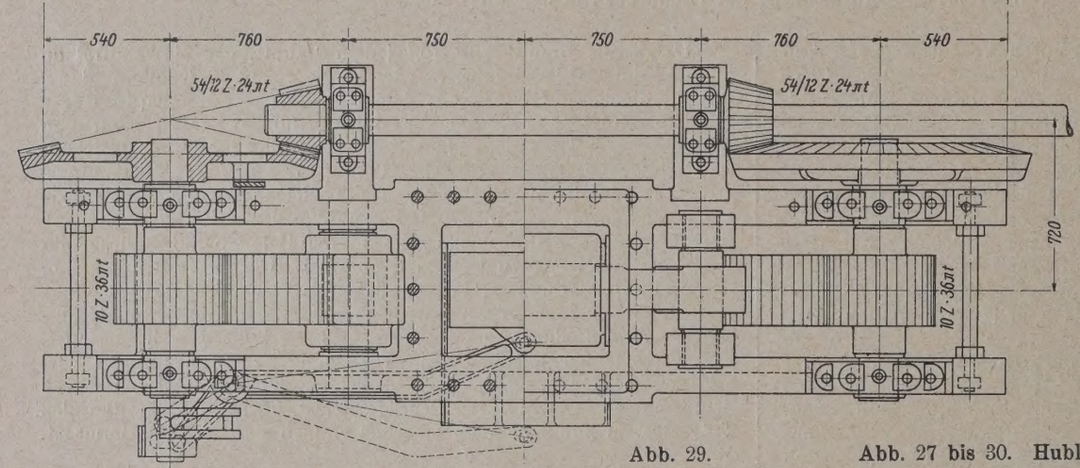


Abb. 29.

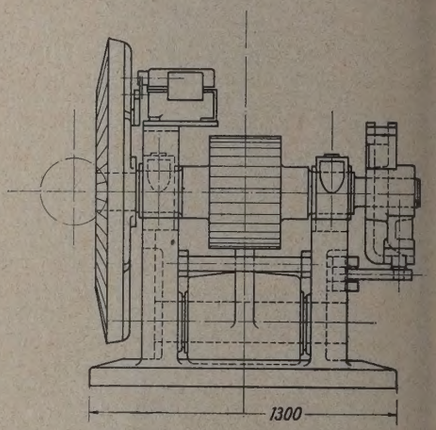


Abb. 27 bis 30. Hublager. Abb. 30.

bei geschlossener Brücke mit ausreichendem Spiel über der Laufschiene schweben, damit sie beim gewöhnlichen Verkehr keine Kräfte von den senkrechten Brückenlasten erhalten. Allerdings läßt es sich nicht vermeiden, daß bei außergewöhnlich ungünstigen Belastungsfällen die Rollen b_1 oder b_2 einen Teil der Verkehrslast übernehmen; der größte Auflagerdruck, der bei diesen Rollen jemals auftreten kann, beträgt 22 t. Sobald die Brückenenden vor dem Aufdrehen abgesenkt werden, senken sich die Rollen b mit und bleiben schließlich mit einem Spielraum von 1,5 mm über der Schiene. Bei Seitenwind kommt eine der Rollen a_1 oder a_2, bei Längswind das Rollenpaar b_1 oder b_2 zum Tragen. Bei stärkerem Wind (größer als 50 kg/m²) kommt ein Drehen der Brücke nicht in Frage.

Die Ausbildung der Rollen und der Laufschiene ist aus Abb. 31 und 37 zu ersehen.

4. Brücke geöffnet.

Die ruhende Last trägt auch hier der Königstuhl. Die Brückenenden werden nicht angehoben wie in der geschlossenen Stellung, sondern bleiben abgesenkt. Etwaige Ungleichmäßigkeiten in der Belastung, wie einseitiger Schnee, werden von den Rollen b aufgenommen. Zur schnellen Zentrierung der Brücke in der Endlage wird sie an ihren Enden durch je einen federnden Riegel, dessen Wirkungsweise im nächsten Abschnitt näher erläutert wird, festgelegt. Die entsprechenden Riegelschuhe befinden sich auf Leitwerksdalben. Die Riegel liegen ungefähr in der Ebene des Windverbandes in der Brückenachse. Da im allgemeinen nur kurze Öffnungszeiten (5 bis 10 Minuten) vorgesehen sind, ist eine besondere Feststellung der federnden Riegel nicht nötig. Nur für den Fall, daß ausnahmsweise z. B. beim Steckenbleiben eines Schiffes in der Durchfahrtöffnung die Öffnungszeit länger dauert, wird die Federung der Riegel beseitigt, damit plötzlich auftretende starke Windstöße von den Riegeln aufgenommen werden können. Der Windträger ist also für gewöhnlichen Winddruck (≤ 50 kg/m²) ein Träger auf einer Mittelstütze, dagegen für außergewöhnlichen Winddruck (bis zu 250 kg/m² ein Träger auf drei Stützen. Die Rollen a haben hier den gleichen Zweck zu erfüllen wie im Fall 3.

5. Die wichtigsten Höchstwerte der Auflagerkräfte.

a) Hublager
max = 869,6 t
min = 4,1 t.

b) Königstuhl
max senkrecht = 1156 t
min „ = 289,5 t (bei ausgebautem Königstuhl = 0)
max wagerecht = 114 t

c) Verkehrslager
max senkrecht = 1809 t
min „ = 0
max wagerecht parallel zur Brücke = 154 t (bei ausgebautem Königstuhl)
max wagerecht rechtwinklig zur Brücke = 64 t

V. Allgemeine Ausbildung der Maschinenanlagen.

Im folgenden sollen nur der Zweck und die Wirkungsweise der Maschinenanlagen im großen und ganzen erläutert werden.

1. Hublager.

Wenn das Einschwenken der Brücke in die Verkehrsstellung beendet ist, kann die Brückenfahrbahn noch nicht befahren werden, weil die Enden der Brücke infolge der Durchbiegung unter der eigenen Last noch tiefer liegen als die anstoßenden festen Brücken. Die Durchbiegung der Brückenenden muß daher durch Anheben beseitigt werden. Diesen Zweck erfüllen die schon mehrfach erwähnten Hublager. Der gesamte von den Lagern auszuführende Hub h setzt sich zusammen aus

a) dem Spielraum, der zwischen Lager und Brücke beim Bewegen der Brücke notwendig ist,	= 8,0 cm
b) der Durchbiegung der Brückenenden	= 6,1 „
c) der gewählten Überhöhung zur Vermeidung von negativen Auflagerkräften (vergl. IV, 1)	= 1,9 „
d) einem vorübergehenden Hub, der sich aus der Konstruktion des Hublagers ergibt	= 1,0 „
$h = a + b + c + d$	= 17,0 cm.

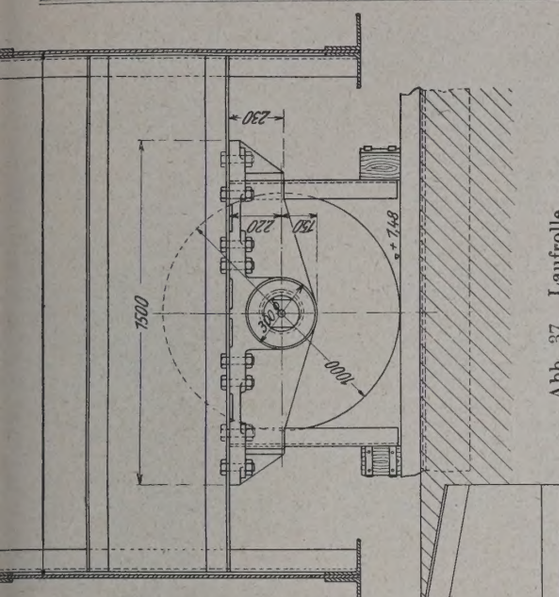


Abb. 37. Laufrolle.

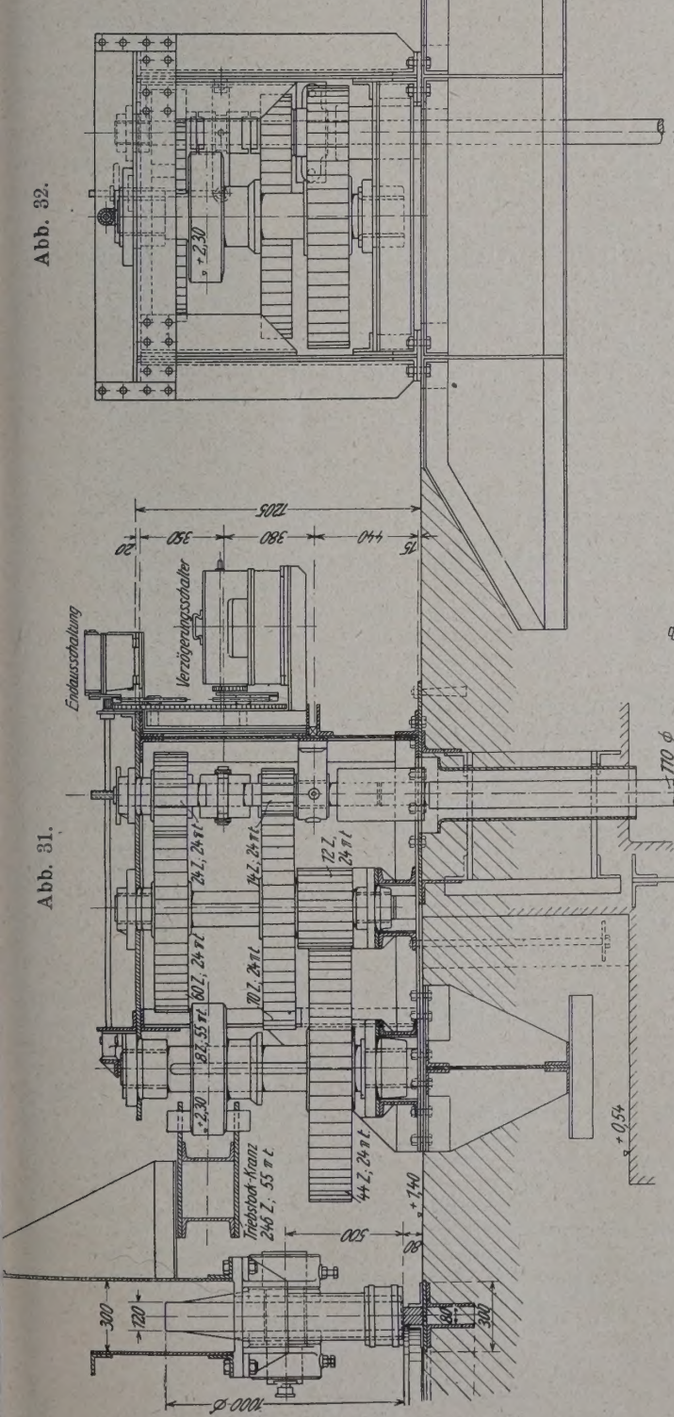


Abb. 32.

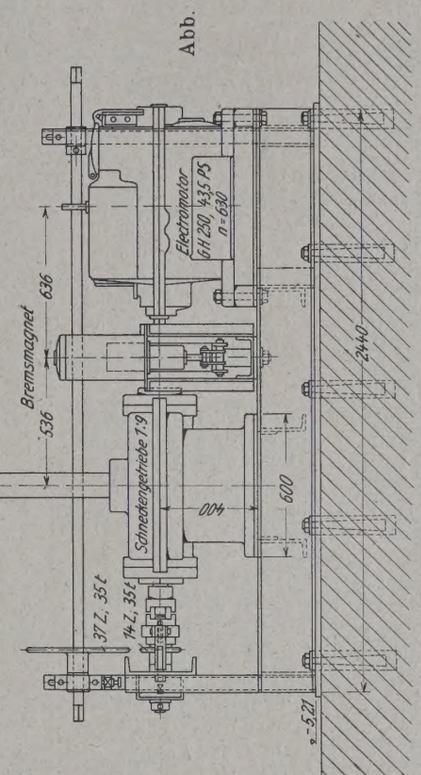


Abb. 35.

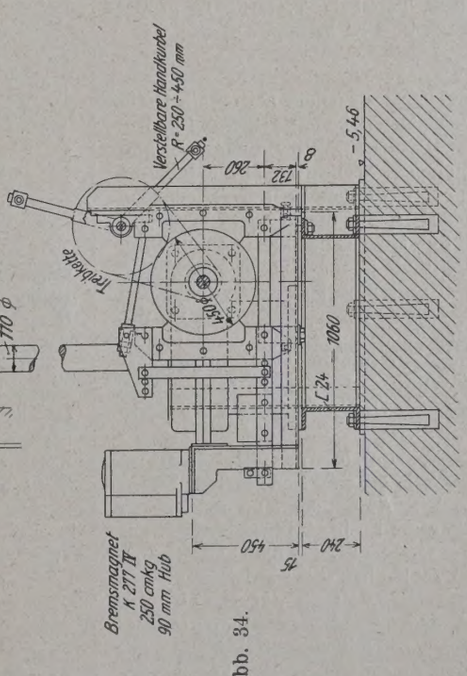


Abb. 34.

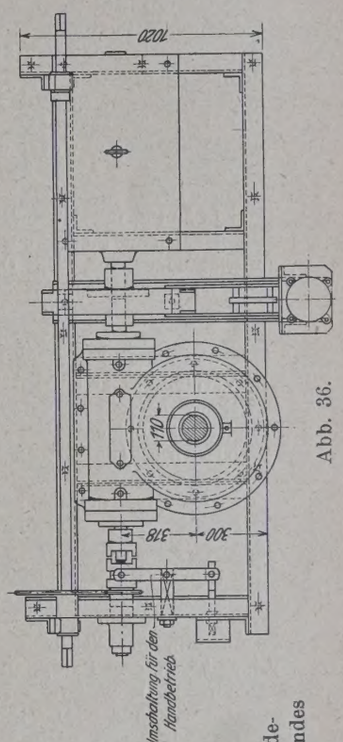


Abb. 36.

Abb. 31 bis 36.
Obenliegendes Windewerk und untenliegendes Drehwerk.

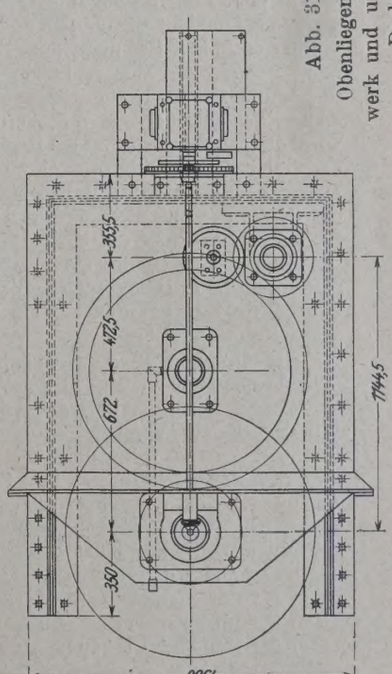


Abb. 33.

Die Brückenenden werden um das Maß b + c + d = 9 cm angehoben.

Die einzelnen Hübe folgen aufeinander in der Reihenfolge a — b — c — d.

Das Hublager selbst besteht im wesentlichen aus einer beweglichen Stelze, einem beweglichen Stein und der festen Grundplatte. Die Stelze wird durch einen Kniehebelantrieb zunächst um das oben errechnete Maß h angehoben, hierauf wird der Stein zwischen Stelze und Grundplatte geschoben, wobei zwischen Stelze und Stein das Maß d als Spielraum vorhanden ist, dann endlich wird die Stelze um dieses Maß d abgesenkt, so daß nunmehr der Auflagerdruck mittels Stelze und Stein in die Grundplatte übertragen werden kann. Der endgültig verbleibende Hub ist also = a + b + c = 16 cm.

Soll die Brücke wieder aufgedreht werden, so wird das Hubwerk im umgekehrten Sinne bedient. Zunächst wird die Stelze und mit ihr das darauf lastende Brückenende um das Maß d angehoben, um den Stein vom Stelzendruck zu entlasten. Hierauf wird der Stein herausgezogen, sodann wird die Stelze und mit ihr das Brückenende um das Maß d + c + b abgesenkt. Endlich wird die Stelze noch um das Maß a weiter abgesenkt, wobei das Brückenende nicht mehr folgt, so daß schließlich zum Aufdrehen der Brücke der nötige Spielraum a vorhanden ist. Angetrieben werden die Hubwerke durch Elektromotoren von je 38 PS, die sich auf den Pfeilern *E* und *G* befinden. Zur Reserve ist auf jedem Pfeiler ein durch drei Mann zu betätigender Handantrieb eingebaut. Die Dauer des Anhebens oder Senkens beträgt bei elektrischem Antrieb 30 Sek., bei Handantrieb 180 Sek.

2. Königstuhl.

Man unterscheidet zwei Hauptteile, erstens den mit der Drehbrücke in Verbindung stehenden Teil, der also bei der Drehung mitgeht, zweitens den feststehenden unteren Lagerteil. Der obere Teil enthält ein Kugelkipplager, damit eine statisch einwandfreie gelenkige Lagerung erzielt wird. Die eigentliche Gleitplatte aus Rotguß ist in dem Oberteil eingelassen und kann nach Bedarf ausgewechselt werden. Der feste Lagerteil besteht aus mehreren Einzelteilen, von denen verschiedene gleichfalls auswechselbar angeordnet sind. Zu diesem Zwecke sind Keile vorgesehen, die nach Abstützung der Brücke auf den provisorischen Hebeböcken so weit gelöst werden, daß der Königstuhl unwirksam wird. Außerdem dienen diese Keile zur genauen Einstellung der Brücke in der richtigen Höhenlage (Abb. 15 u. 17). Zur Schmierung der Gleitfläche sind in derselben Rillen enthalten, in die mit einer besonderen Pumpe Öl eingepreßt wird. Das von der Gleitfläche ablaufende Öl wird in einem Kanal gesammelt und der Pumpe von neuem zugeführt. Die Pumpe wird selbsttätig bei jeder Bedienung des Keilziehwerks (siehe unten) mit in Tätigkeit gesetzt. Die größte Pressung auf den Eisenbetonquader beträgt 38 kg/cm².

3. Drehwerk.

In jedem der beiden Maschinenkeller des Pfeilers *F* sitzt ein Drehwerk, das unabhängig von dem andern die Brücke bewegt. Ein Elektromotor von 43,5 PS überträgt die Drehung mittels Schnecke und Schneckenrad auf eine senkrecht stehende Welle (Abb. 34 u. 35), die durch die Decke des Raumes geht und in dem Windewerkskasten endigt, der auf dem oberen Pfeilerflur sitzt. Mit mehrfachem Vorgelege wird die Antriebskraft auf ein Ritzel übertragen, das in die Zahnbolzen des Triebstockzahnkranzes eingreift und damit die Brücke dreht. Dieser Zahnkranz ist mit den Hauptträgern so steif verbunden, daß die Bewegung auf diese sicher übertragen wird. Außerdem ist der Zahnkranz an mehreren Punkten der unteren Fahrbahn (z. B. Längsträgern aufgehängt, um ein Durchhängen infolge des Eigengewichts auszuschließen. Die Vorgelege des Windewerks sind so eingerichtet, daß bei größerem Winddruck ein anderes Übersetzungsverhältnis eingeschaltet werden kann.

Die Drehbewegung wird gebremst durch eine selbsttätig einfallende elektromagnetische Bremse, die im unteren Drehwerk zwischen Motor und Schnecke untergebracht ist. Außerdem sind am oberen Windewerk ein Verzögerungsschalter und ein Endausschalter angebracht, die selbsttätig am Ende der Drehbewegung die Umdrehungszahl des Motors verringern und ihn schließlich ganz stillsetzen. Zur Aushilfe ist im Maschinenkeller eine Umschaltung auf Handbetrieb vorgesehen, wobei der Motor, bei dem die Störung auftritt, ausgeschaltet wird. Für jedes Drehwerk wird mit einer Handbedienung durch vier Mann gerechnet. Die Dauer einer Drehung um 90° beträgt

a) bei Einschaltung beider Triebwerke 80 Sek.
b) bei Einschaltung eines Triebwerks 160 Sek.
c) bei Handantrieb 720 Sek.

4. Verkehrslager mit Keilziehwerk.

Nach dem Einschwenken der Brücke werden die Lagerkeile vorgeschoben, wodurch die oberen Lagerplatten der Verkehrslager so weit gehoben werden, bis sie an den Lagerkörpern der Brückenträger mit einem geringen Druck zum Anliegen kommen. Der Hub beträgt 0,2 cm. Die Bewegung des Lagerkeils geschieht durch eine Schubstange, die durch einen Sektor mit Zahnkranz getrieben wird (Abb. 15, 16 u. 18). Der Antrieb geschieht für jedes Lager durch einen Elektromotor von 1,6 PS, der in der obenerwähnten Maschinenkammer sitzt; dieser Motor treibt gleichzeitig die unter 2. behandelte Ölpumpe.

Das Vorschieben oder Zurückziehen der Keile erfordert einen Zeitaufwand von 10 Sek.

5. Brückenverriegelung.

Zu unterscheiden sind eine federnde und eine starre Verriegelung. Beide wirken selbsttätig. Die federnde Verriegelung hat den Zweck, die Brücke am Ende jeder Drehung um 90° rasch und sicher in die richtige Endlage zu bringen und jede Stoßwirkung durch geeignete Pufferfedern von der Brücke fernzuhalten. Auf besonderen Wunsch der Stadt und der Schiffahrtskreise mußte die Einrichtung so ausgebildet werden, daß die Brücke nach Beendigung der Öffnungszeit nicht zurückgedreht zu werden braucht, sondern immer im gleichen Sinne durchgedreht werden kann. Da die Schiffe in den beiden Durchfahröffnungen in der Regel rechts fahren, so wird die Brücke mit den fahrenden Schiffen mit, also von oben gesehen dem Uhrzeigersinn entgegengesetzt gedreht. Hierdurch wird eine Verkürzung der Öffnungszeit erreicht da die Brücke hinter dem letzten durchfahrenden Schiff sofort langsam nachgedreht werden kann.

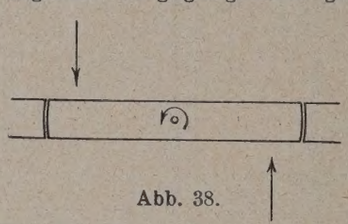


Abb. 38.

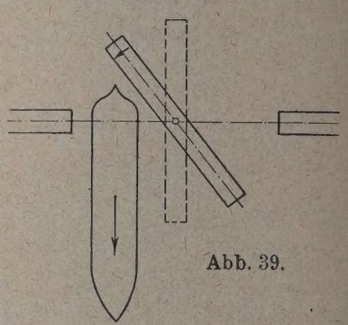


Abb. 39.

Die Wirkungsweise der federnden Verriegelung ist folgende. Unterhalb der Straßenfahrbahn der festen Brücken bei Pfeiler *E* und *G* sowie auf beiden Enden des Drehpfeilerleitwerks befindet sich je ein Riegelschuh mit schrägen Auflaufflächen und einem Ausschnitt. Sobald sich die Brücke einer der beiden Endstellungen nähert, gleitet an jedem Brückenende ein zwischen Federpuffern gelagerter Riegel, der von einer Vorholfeder stets nach außen gedrückt wird, auf der Auflauffläche nach innen und schnappt beim Erreichen der Endstellung in den Ausschnitt. Die Brücke selbst schwingt ein Stück über die Endstellung hinaus, wird aber durch die Federpuffer zurückgeholt und kommt schließlich nach mehrmaligem kurzen Hin- und Herschwingen bald in der richtigen Stellung zur Ruhe. Ist die Brücke geöffnet und soll sie wieder zugedreht werden, so werden die Riegel aus den Ausschnitten durch Einschaltung je eines Solenoids auf magnetelektrischem Wege nach oben herausgehoben. Nach Überfahren der Riegelschuhe des Leitwerks werden die Solenoide stromlos, und die Riegel sinken durch ihr Gewicht in ihre alte Lage. Bei Erreichen der geschlossenen Stellung wirken die Riegel in gleicher Weise wie oben beschrieben. Das Ausschalten geschieht hier aber nicht mit Solenoid, sondern gleichzeitig mit dem unter 1. beschriebenen Anheben der Brückenenden, wodurch die Riegel aus den Ausschnitten ohne weiteres herausgehoben werden. Die Vorholfedern drücken dann die Riegel ein Stück nach außen, so daß beim späteren Öffnen der Brücke die Riegel nicht wieder in die Ausschnitte hineinfallen, sondern erst nach Überfahren der Schuhe in die tiefere Stellung gelangen können.

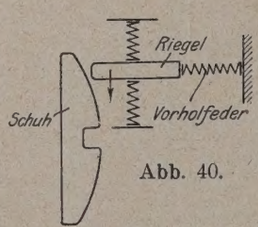


Abb. 40.

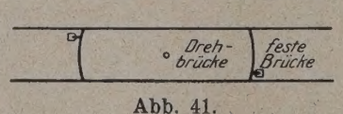


Abb. 41.

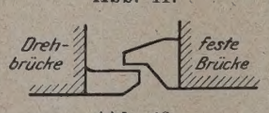


Abb. 42.

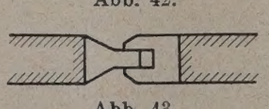


Abb. 43.

Zugleich mit dem Anheben der Brückenenden in der geschlossenen Stellung tritt außer dem Ausschalten der elastischen das Eingreifen der starren Verriegelung ein. An zwei diametral zueinander liegenden Ecken trägt die Drehbrücke je einen am Endpfosten etwa in der Höhe des Untergurts angebrachten Riegel (Abb. 41), der beim Anheben der Brückenenden in einen passenden Schuh eingreift, der am festen Brückenteil befestigt ist (Abb. 42 u. 43).

6. Schrankenanlage.

Vor dem Aufdrehen der Brücke muß der gesamte Straßenverkehr an beiden Brückenenden abgesperrt werden. Hierzu sind in einem gewissen Abstande von der Drehbrücke zweiteilige Schlagbaumschranken vorgesehen, die in der Brückenachse zusammenstoßen. Wenn man auf der Straßenbrücke Rechtsverkehr annimmt, so liegt an jedem Brückenende die eine Schrankenhälfte an der Zugangsstelle, die andere an der Abgangsstelle des Verkehrs. Im folgenden Abschnitt werden daher diese Hälften kurz „Zugangsschranken" und „Abgangsschranken" genannt. Die Bedienung der Schranken geschieht auf jedem Brückenende von einem Wärter durch Handbedienung eines Windewerks. Das Schließen und Öffnen der Schrankenhälfte dauert je 10 Sek. Als Besonderheit der Konstruktion ist zu erwähnen, daß die Schrankenbäume sich beim Öffnen der Schranken fernrohrartig verkürzen, damit ein Anstoßen am Fahrdraht der elektrischen Straßenbahn vermieden wird.

7. Schienenverriegelungen der oberen und unteren Fahrbahn.

Die Fahrzeuge sollen die zwischen fester und beweglicher Brücke befindlichen Stoßlücken möglichst ohne Stoßwirkung befahren, ferner sollen die Schienenköpfe an den Stoßlücken genau aufeinanderpassen, damit die Fahrkante der Schienen an dieser Stelle keinen Sprung macht.

Die Wärmedehnung der Brücken und damit der Schienen muß an den Stoßlücken unbehindert sein. Zur Erfüllung vorstehender Bedingungen sind südlich vom Pfeiler *E* und nördlich vom Pfeiler *G* auf den festen Brücken Schienenverriegelungen eingebaut, die im wesentlichen für jedes Gleis aus einem Paar längs verschieblicher Knieschienen bestehen. Diese Schienen stoßen an einem Ende stumpf gegen die Schienenenden der Drehbrücke, mit dem anderen, abgebogenen Ende können sie an der schrägen Fläche der festgelagerten Zungenschiene gleiten (Abb. 44).

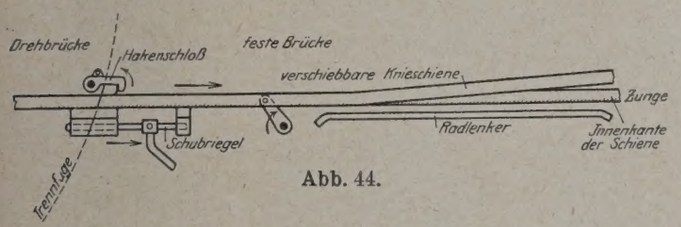


Abb. 44.

In geschlossener Stellung ist die Knieschiene an der Übergangsstelle zur Drehbrücke gegen längsgerichtete Verschiebungen (z. B. durch Bremskräfte) durch ein drehbares Hakenschloß, gegen quergerichtete Verschiebungen (z. B. durch Seitenstöße) durch einen Schubriegel gesichert. Bei Wärmeänderungen bewegt sich die Knieschiene, die so ausgebildet ist, daß sie etwas federn kann, mit der Drehbrücke mit und gleitet dabei an der Zunge, so daß die Fahrkante an keiner Stelle eine nennenswerte Unterbrechung erhält.

Vor dem Aufdrehen der Brücke wird zunächst das Hakenschloß gelöst, worauf die Knieschiene unter gleichzeitiger Lösung des Schubriegels soweit in der Pfeilrichtung der abgebildeten Skizze zurückgezogen wird, daß zwischen Drehbrücke und fester Brücke die zum Drehen erforderliche Lücke entsteht. Die Verriegelungsvorrichtungen der oberen Fahrbahn (es sind im ganzen acht Zungenpaare vorhanden) werden von vier Elektromotoren von 7,34 PS angetrieben. Die Verriegelung oder Entriegelung dauert 20 Sek. Die Vorrichtung für die Straßenbahnschienen ist ähnlich ausgebildet. Besondere Antriebmotoren sind hier nicht vorhanden, der Antriebmechanismus hängt unmittelbar mit dem Antriebe der Schranken zusammen.

VI. Die Bedienung der Drehbrücke. Sicherungsmaßnahmen.

a) Zur Brückenbedienung ist folgendes Personal vorgesehen:

1. ein Brückenwärter (Tag und Nacht),
2. zwei Schrankenwärter (Tag und Nacht),
3. ein Maschinenwärter (täglich mehrere Stunden).

Der Brückenwärter hält sich ständig im obersten Geschoß des Pfeilerturms *E* auf, wo er das Öffnen und Schließen der Brücke veranlaßt und dabei die wichtigsten Maschinen bedient. Mit dem Fahrdienstleiter der in der Nähe befindlichen Blockstelle *Pr* sowie mit den beiden Schrankenwärtern steht er in Verbindung.

Die beiden Schrankenwärter schließen und öffnen auf Anordnung des Brückenwärters die Schranken. In der Zwischenzeit sind sie mit Reinigungsarbeiten u. dergl. beschäftigt. Im Winter hat der Wärter bei *E* außerdem den im Keller befindlichen Heizkessel zu bedienen, sowie beim Einbringen der Brennstoffe behilflich zu sein. Als Aufenthaltsraum ist den Wärtern das in Straßenhöhe befindliche Geschoß der Türme auf den Pfeilern *E* und *G* angewiesen.

Der Maschinenwärter hat die im Drehpfeiler und Umformerraum bei *E* befindlichen Maschinen täglich nachzusehen, zu reinigen und zu ölen, ferner von Zeit zu Zeit den Pumpensumpf auszupumpen. Im Winter hat er bei strengerem Frost die Maschinenräume zu heizen.

b) Der Turm des Pfeilers *E* besteht aus vier Geschossen. Das Kellergeschoß, das zum Teil unter dem Fußweg liegt, enthält den Heizkessel nebst Koksraum. Der Koks wird durch eine mit einer Klappe überdeckte Öffnung hinuntergeschafft. Unmittelbar an das Kellergeschoß schließt um einige Stufen tiefer liegend ein größerer Umformerraum an, der zum Teil unter dem Fahrdamm, zum Teil unter dem Fußweg liegt. Dieser Raum enthält im wesentlichen folgende Einrichtungen:

1. Ein Leonardaggregat, bestehend aus 1 Motor, 1 Generator, 1 Erregermaschine. Hiermit wird Drehstrom von 6000 V in Gleichstrom von $\pm$ 440 V für die Antriebe und in 220 V für die Regelung umgewandelt.
2. Ein Transformator zur Umformung desselben Drehstroms von 6000 V in 380 V für die Brückenbeleuchtung, 220 V für die Signalbedienung und 55 V für die Meldeanlagen.
3. Hochspannungszellen mit Ölschaltern, Ölschutzschaltern usw.

Das Erdgeschoß ist für den Aufenthalt der Schrankenwärter bestimmt. Das Zwischengeschoß ist als Hochspannungsraum der den Drehstrom liefernden „Königsberger Werke" eingerichtet, das Obergeschoß dient als Brückenwärterraum und enthält die Schaltapparate. Durch zahlreiche Fenster hat der Brückenwärter hier einen guten Ausblick auf den Strom und die Brücke.

c) Die gesamten Antriebe sind so geschaltet, daß sowohl beim Aufdrehen wie auch beim Zudrehen der Brücke die einzelnen Bedienungshandlungen nur in bestimmter Reihenfolge zwangläufig aufeinander folgen können. Durch jeden Vorgang wird gleichzeitig die Stromzuführung für die stattgehabte Handlung unterbrochen und für den nachfolgenden Vorgang freigegeben. In der folgenden Beschreibung der Brückenbedienung ist diese Abhängigkeit der Kürze wegen nicht in jedem Fall besonders angeführt. Der Brückenwärter arbeitet nur an zwei Steuerwalzen, für jede Hand eine. Die erste Steuerwalze enthält auf einem Kreise verschiedene Marken, durchnumeriert von 0 bis 14. Der Steuerhebel wird nacheinander auf die einzelnen Nummern eingestellt, jede Stellung des Hebels entspricht einem Antriebe (z. B. Absenken oder Aufdrehen), der damit eingeschaltet wird. Die zweite Walze dient zum eigentlichen Anlassen des jedesmal eingeschalteten Motors.

d) Das Aufdrehen der Brücke. Im Ruhestand ist die Brücke geschlossen, also für Eisenbahn- und Straßenverkehr frei. Für die Durchfahrt der Schiffe werden nach Lage der Zugpausen für bestimmte Tagesstunden Öffnungszeiten festgesetzt. Die Brücke wird jedoch innerhalb dieser Zeiten nur dann geöffnet, wenn sich wirklich Schiffe einfinden, die die Durchfahrt verlangen. Die einzelnen Öffnungszeiten sollen, sobald ein lebhafter Straßen- und Straßenbahnverkehr einsetzt, in den Tagesstunden im allgemeinen höchstens je 15 Minuten betragen, selbst wenn die Zugpausen größer sind. Große Zugpausen werden dann in mehrere Öffnungszeiten zerlegt, was ohne Schwierigkeiten möglich sein wird, da die eigentliche Brückenbedienung im regelmäßigen Betriebe wenig Zeit erfordern wird.

Soll nun die Brücke aufgedreht werden, so spielen sich folgende Bedienungshandlungen zwangläufig hintereinander ab:

1. Der Fahrdienstleiter der Blockstelle *Pr* (Südseite der Brücke) überzeugt sich davon, daß die Signalhebel für sämtliche nach der Brücke gerichteten Eisenbahnfahrten auf „Halt" liegen. Hierauf verwandelt er ein elektrisches Zustimmungsblockfeld von „rot" in „weiß", wodurch das damit zusammenarbeitende Zustimmungsempfangsfeld des Brückenwärters (Standort siehe oben) gleichfalls von „rot" in „weiß" übergeht und die Signalhebel in der Haltstellung festgelegt werden. Der Fahrdienstleiter hat also durch diese Handlung dem Brückenwärter die Zustimmung zur Brückenöffnung gegeben und ist nicht eher in der Lage, einen Zug nach der Brücke fahren zu lassen, als bis er vom Brückenwärter nach dem Wiederzudrehen die Zustimmung zurückerhalten hat.

2. Der Brückenwärter sperrt durch Verschieben einer unter dem Blockkasten befindlichen Schubstange die Rückblockung des Zustimmungsfeldes und gibt damit gleichzeitig den Strom für die Entriegelung der Eisenbahnschienen frei.

3. Der Brückenwärter entriegelt die Eisenbahnschienen und legt damit die unter 2. erwähnte Schubstange fest.

4. Der Brückenwärter betätigt die Schrankenweckerglocken und gibt durch dieses längere Zeit ertönende laute Glockenzeichen den beiden Schrankenwärtern den Auftrag zum Schließen der Schranken. Sobald das Glockenzeichen ertönt, legen die beiden Schrankenwärter zunächst die Zugangsschranken herunter, um damit den weiteren Zugang des Verkehrs abzusperren. Die Abgangsschranken müssen noch einige Zeit offen bleiben, damit der auf der Brücke befindliche

Verkehr diese noch verlassen kann. Gleichzeitig mit der Schrankenbedienung werden die unter den Zugangsschranken liegenden Straßenbahnschienen entriegelt. Ferner werden auf jedem Brückenende in einem angemessenen Abstande von der Drehbrücke Warnungstafeln mit einer entsprechenden Inschrift erleuchtet (auch bei Tage), die die Sperrung der Brücke für den Straßenverkehr anzeigen. Gleichzeitig ertönen laute Warnungsglocken, um die allgemeine Aufmerksamkeit auf das Aufleuchten der Tafeln zu lenken (ähnlich wie bei den bekannten Abrufapparaten in den Wartesälen größerer Bahnhöfe). Bei Beginn der Schließbewegung einer der Schranken wird die Stromzuführung der Eisenbahnschienenverriegelung unterbrochen. Die Schließung jeder der vier Schrankenhälften wird dem Brückenwärter durch Aufleuchten einer Glühlampe angezeigt. Mit dem Aufleuchten der zweiten Lampe, womit die Sperrlage beider Zugangsschranken mitgeteilt wird, erhält der Brückenwärter den Strom für das Lösen der Verkehrslager des Drehpfeilers frei.

5. Der Brückenwärter löst durch Bedienung der Keilziehvorrichtung die Verkehrslager auf dem Drehpfeiler so weit, daß die Brücke beim Drehen über die Lager mit ausreichendem Spiel hinweggleiten kann. Gleichzeitig hiermit wird eine Sperrung des Motors der Hubvorrichtung aufgehoben. Aber noch kann diese nicht betätigt werden, weil ja noch nicht alle Schranken geschlossen sind und sich noch Verkehr auf der Brücke befindet.

6. Sobald die letzten Fußgänger und Fahrzeuge die Brücke verlassen haben, schließen die Schrankenwärter die Abgangsschranken, was gegebenenfalls gleichzeitig mit Vorgang 5 geschehen kann. Ebenso wie beim Vorgang 4 werden hiermit auch die entsprechenden Verriegelungen der Straßenbahnschienen gelöst. Gleichzeitig mit dem Schließen der Abgangsschranken werden die unter 4. erwähnten Warnungsglocken ausgeschaltet. Die Warnungstafeln hingegen bleiben während der ganzen weiteren Dauer der Brückenbedienung erleuchtet. Ferner wird auf den Zuführungsgleisen der Straßenbahn der Fahrdraht auf eine größere Länge vor der Brücke stromlos gemacht, um zu verhindern, daß ein Straßenbahnzug mit größerer Geschwindigkeit gegen die Schranke fährt, diese zertrümmert und unter Umständen in Gefahr gerät, in den Fluß zu stürzen. Der beendete Schrankenschluß wird dem Brückenwärter durch zwei weitere Lampen bekanntgegeben. Erst nach Aufleuchten der vierten Lampe, also nach völliger Absperrung der Brücke, löst sich selbsttätig die zweite und letzte Sperrung des Hubmotors.

7. Der Brückenwärter schaltet die Hubmotoren ein und senkt dadurch die Brückenenden ab. Mit dem Absenken lösen sich selbsttätig die starren Brückenriegel sowie die Spaltverschlüsse an den Trennungsfugen der Straßenfahrbahn. Bei Beginn des Absenkens werden die Schranken durch elektromagnetisch betätigte Sperriegel festgelegt. Ein Öffnen der Schranken oder Anheben der Verkehrslager ist also jetzt nicht möglich.

8. Der Brückenwärter schaltet die Drehwerkmotoren ein. Die Brücke beginnt sich zu drehen. Gegen das Ende der Drehung um 90° wird die Drehgeschwindigkeit selbsttätig bis auf Null verringert. Sobald die Brücke die Endstellung erreicht, fallen die Pufferriegel in die Riegelschuhe auf dem Leitwerk ein.

Wenn während der Drehbewegung plötzlich der Brücke eine Gefahr droht, etwa ein Zusammenstoß mit einem Fahrzeug, und die rascheste Unterbrechung der Drehbewegung verlangt, so wird durch Umlegen eines Notschalters die elektromagnetische Bremse sofort in Tätigkeit gesetzt.

9. Die Schiffahrtsignale standen bisher auf Halt, was bei Tage durch eine kreisrunde rote Scheibe, bei Nacht durch ein rotes Licht angezeigt wird. Der Brückenwärter bringt nunmehr die Signale in die Fahrtstellung (bei Tage wagerechter Strich, bei Nacht grünes Licht).

Die Durchfahrt der Schiffe kann jetzt beginnen.

Da es vorkommen kann, daß nach Einleitung der Brückenöffnung aus Betriebsgründen die Durchführung eines Zuges dringend nötig wird (z. B. eines Hilfszuges), ist Vorsorge getroffen, die bis dahin stattgehabten Bedienungsvorgänge auf telephonische Anordnung des Fahrdienstleiters sofort rückgängig zu machen, ohne daß die im Regelbetriebe vorgesehenen weiteren Bedienungshandlungen sämtlich ausgeführt zu werden brauchen.

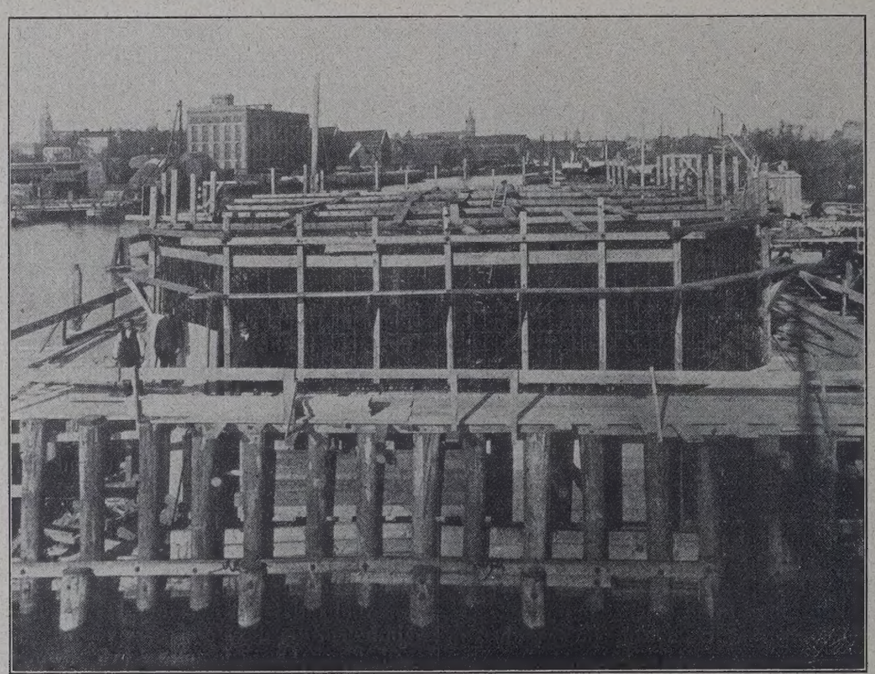


Abb. 45. Arbeitsstelle des Drehpfeilers *F* von Westen gesehen.
Auf der von Pfahlwänden eingefaßten Sandinsel wird das Eisengeflecht des Eisenbetonsenkkastens hergestellt. Ausführungsjahr 1915.

e) Das Zudrehen der Brücke. 1. Der Brückenwärter legt die Schiffahrtsignale in die Haltstellung zurück.

2. Der Brückenwärter schaltet die Solenoide ein und hebt damit die Pufferriegel aus den Riegelschuhen heraus. An einem Kontroll-Amperemeter ist zu erkennen, ob der Stromkreis der Magnete in Ordnung ist.

3. Der Brückenwärter schaltet den Drehmotor ein, und zwar gewöhnlich im gleichen Drehsinn wie bisher. Daneben besteht jedoch die Möglichkeit, wenn in besonderen Fällen, etwa durch steckengebliebene Hindernisse, die Brücke nur zurück-, aber nicht weitergedreht werden kann, den Drehsinn des Motors umzuschalten. Kurz nach Beginn des Drehens werden die Solenoide stromlos und damit die Pufferriegel wieder betriebsfertig. Der Strom für die Bedienung der Schiffahrtsignale wird im gleichen Augenblick unterbrochen, so daß ein nochmaliges, irrtümliches Ziehen der Signale ausgeschlossen ist. Vor dem Erreichen der Endstellung der Brücke wird durch einen vom Drehmotor betätigten Verzögerungsendschalter die Drehgeschwindigkeit allmählich herabgemindert und bei Erreichung der Verkehrslage das Drehwerk stillgesetzt. Die Pufferriegel fallen dann in die Riegelschuhe ein und zentrieren die Brücke.

4. Der Brückenwärter schaltet die Hubwerke ein. Gleichzeitig mit dem Anheben der Brückenenden werden die Pufferriegel aus den Riegelfallen gehoben und damit wieder für die nächste Drehbewegung betriebsfertig gemacht. Gegen das Ende der Hubbewegung legen die

starren Brückenriegel die Brücke endgültig fest. Außerdem werden die Spaltverschlüsse der Straßenfahrbahn wirksam.

5. Der Brückenwärter bringt die Verkehrslager in die Verkehrsstellung. Bei Beginn der Bewegung wird die Sperrung sämtlicher Schranken aufgehoben. Gleichzeitig ertönen die beiden Weckerglocken zur Benachrichtigung der Schrankenwärter, daß die untere Brückenfahrbahn wieder den Verkehr aufnehmen kann.

6. Die Schrankenwärter öffnen die Schranken, und zwar wieder zuerst die Zugangsschranken, um den Verkehr sofort in die „Rechts"-

Öffnen

1.	Blockbedienung	8 Sek.
2.	Schienenentriegelung	20 „
3.	Schrankenschließen	20 „
4.	Lösen der Verkehrslager	10 „
5.	Absenken	30 „
6.	Drehen	80 „
7.	Stellen der Schiffahrtsignale	5 „
	zusammen	173 Sek.

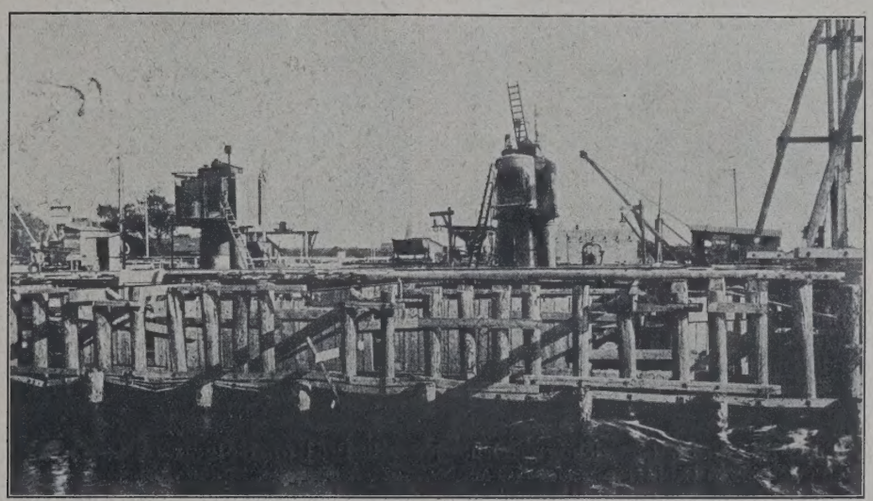


Abb. 46. Der Drehpfeiler *F* (von Norden gesehen) wird abgesenkt. Oben sieht man die beiden Luftschleusen. Ausführungsjahr 1915.

richtung zu bringen, dann die Abgangsschranken. Gleichzeitig werden die Straßenbahnschienen verriegelt. Die Beleuchtung der Warnungstafeln erlischt. Der Strom im Straßenbahnfahrdraht wird wieder eingeschaltet. Wenn die Zugangsschranken geöffnet sind, wird die Stromzuführung für die Weckerglocken ausgeschaltet. Nach dem Öffnen jeder Schrankenhälfte verlischt die entsprechende Signallampe im Brückenwärterraum. Sind alle vier Schranken geöffnet, so wird die Stromzuführung zur Verriegelung der Eisenbahnschienen freigegeben.

7. Der Brückenwärter verriegelt die Eisenbahnschienen.

8. Der Brückenwärter schiebt die Schubstange zurück und sperrt damit die Stromzuführung zur Schienenverriegelung.

9. Der Brückenwärter verwandelt das Blockfeld von „weiß" in „rot" und gibt dem Fahrdienstleiter die erhaltene Zustimmung zurück. Dessen Zustimmungsfeld ist gleichfalls rot geworden, wodurch die

Schließen

1.	Zurücklegen der Schiffahrtsignale	5 Sek.
2.	Lösen der Verriegelung	5 „
3.	Drehen	80 „
4.	Anheben	30 „
5.	Einschalten der Verkehrslager	10 „
6.	Schrankenöffnen	20 „
7.	Schienenverriegelung	20 „
8.	Blockbedienung	8 „
	zusammen	178 Sek.

Für die Sperrung der Eisenbahnstrecken ergibt sich demnach, abgesehen von der für die Räumung der Straße und den Schiffsverkehr benötigten Zeit, eine Gesamtsperrdauer von $173 + 178 = 351$ Sek.

Abb. 47. Arbeitsstelle des Pfeilers *F*, von Osten gesehen. Der im oberen Teil verbliebene Hohlraum wird mit Gußbeton ausgefüllt. Links oben sieht man die Betonmischmaschine, an die sich die Gießrinne anschließt. Ausführungsjahr 1924.

Sperre der Signalhebel beseitigt ist. Die Brücke kann wieder von Eisenbahnzügen befahren werden.

f) Gesamtdauer einer Brückenbedienung. Die gesamte, für die reine Brückenbedienung erforderliche Zeit setzt sich für den regelmäßigen Betrieb folgendermaßen zusammen:

Für die Straßensperrung ermäßigt sich diese Zahl um die Zeiten zu 1 bis 2 beim Öffnen und 7 und 8 beim Schließen. Es verbleibt hier eine Sperrzeit von $351 - 56 = 295$ Sek.

g) Besondere Sicherungsmaßnahmen. 1. Damit der Brückenwärter jederzeit erkennen kann, ob die einzelnen Antriebe (für Schienen-

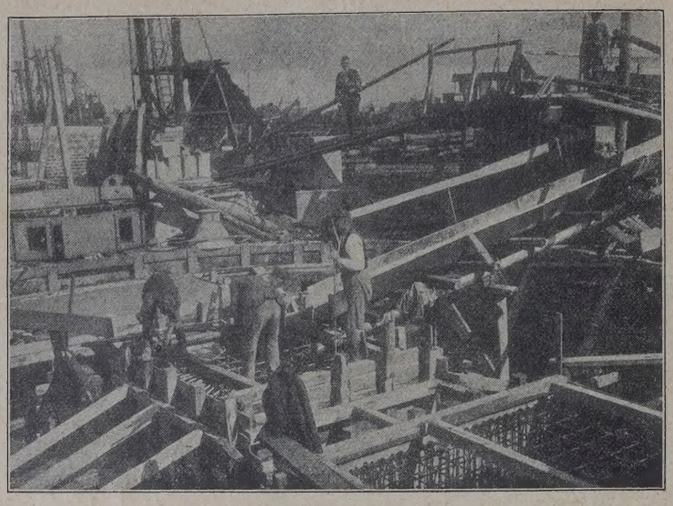


Abb. 48. Blick in den oberen Teil des Drehpfeilers *F*. Rechts der Auslauf der Gießrinne. Unten rechts das fertige Eisengeflecht für den Eisenbetonauflagerstein des einen Verkehrslagers, in der Mitte Herstellung des Eisengeflechts für den Auflagerstein des Königstuhls. Ausführungsjahr 1924.

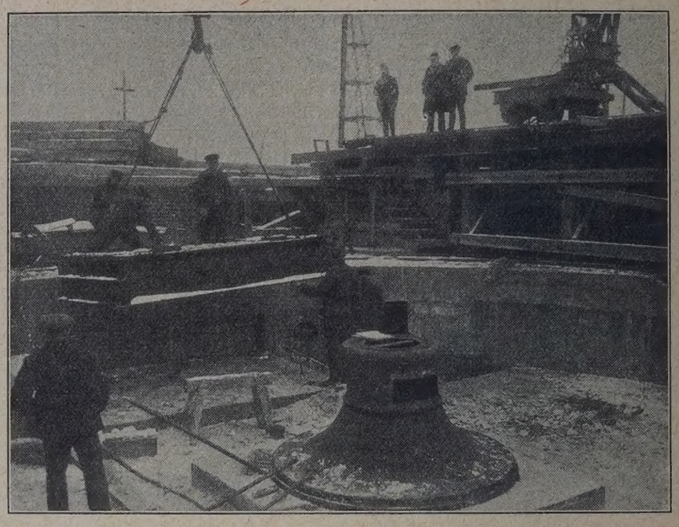


Abb. 49. Blick in den oberen Teil des Drehpfeilers *F*. Der untere Teil des Königstuhls ist eingebaut. Hinten wird ein Trägerrost herabgelassen, der zur Unterstützung eines Verkehrslagers und der Druckwasserhebeböcke dient. Ausführung Ende 1924.

verriegelung, Hubwerk usw.) die betreffende Endlage richtig erreicht haben, ist ein System von weißen und blauen Glühlampen vorgesehen, die unabhängig von der Stellung des Schalters erst dann aufleuchten, wenn die jeweilige Endstellung voll erreicht ist. Weißes Licht zeigt die Stellung für Eisenbahn- und Straßenverkehr, blaues Licht die Stellung für Schiffsverkehr an. Während des einzelnen Bedienungsvorgangs brennen weder die weißen noch die blauen Lampen.

2. Während der Drehung zeigt ein besonderer Brückenstandfernanzeiger dem Brückenwärter die jeweilige Stellung der Brücke an.

3. Die Straßenbeleuchtung der Drehbrücke ist so eingerichtet, daß die Lampen bei geschlossener Stellung nach dem Fluß hin abgeblendet sind, bei Öffnung der Brücke erlöschen die Straßenlampen. Statt dessen werden dann an den festen Brückenteilen sowie an der Drehbrücke angebrachte Scheinwerferlampen eingeschaltet, die die eigentlichen Durchfahrtöffnungen erleuchten.

4. Auf der oberen Fahrbahn sind an den Enden der Drehbrücke Laternen vorgesehen, die ihr Licht vorzugsweise auf die Schienenentriegelung werfen.

5. Damit Eisenbahner oder sonstige Personen beim Begehen der Bahnstrecke rechtzeitig bei geöffneter Stellung gewarnt werden, sind zwischen den Mittelgleisen Warnungstafeln eingebaut, die bei Dunkelheit durch abgeblendete Lampen beleuchtet werden.

VII. Baukosten.

Über die entstehenden Kosten ein zutreffendes Bild zu geben, ist schwierig, da der Bau noch vor dem Kriege begonnen hat, die Fortsetzung der Arbeiten in die Zeit der stärksten Inflation gefallen ist und die Restarbeiten gegenwärtig in einer Zeit ausgeführt werden, in der eine gewisse Stabilisierung des Geldwertes eingetreten ist, während die Preise selbst die Vorkriegspreise wesentlich übersteigen.

Wenn man die gesamten Kosten in Vorkriegsmark ausdrückt, so ergibt sich nebenstehende Übersicht.

VIII. Ausführende Firmen.

Die wichtigsten Bauarbeiten wurden bezw. werden von folgenden Firmen ausgeführt:

1. Grün & Bilfinger A.-G, Mannheim. Druckluftgründung der Strompfeiler sowie ein Teil der südlichen Landpfeiler.
2. Gebr. Zollitsch, Königsberg. Nördliche Landpfeiler.
3. Philipp Holzmann A.-G., Zweigstelle Danzig. Umgestaltung und Verstärkung der Strompfeiler und südlichen Landpfeiler. Flügelmauern am Pfeiler *E*. Umformerraum.
4. Benno Roose, Königsberg. Verstärkung der Pfeiler *J*, *K* u. *L*.
5. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- u. Hütten-A.-G., „Dortmunder Union“ in Dortmund. Eisenkonstruktion der festen Flußbrücke, der Drehbrücke und des Überbaues *D*—*E* einschließlich der Portale *D* und *E*.
6. Berliner A.-G. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, vormals Freund u. Co., Charlottenburg. Maschinenanlagen.
7. Siemens-Schuckert-Werke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Elektrische Anlagen und Brückenbeleuchtung.
8. Julius Berger A.-G., Berlin. Baggerarbeiten für die Durchfahröffnungen.

Die Eisenkonstruktion der übrigen Landbrücken ist zurzeit (1925) noch nicht vergeben. Die im Gange befindlichen Arbeiten schreiten gegenwärtig so vorwärts, daß die Aussicht besteht, die eigentliche Flußbrücke (*E* bis *H*) gegen Ende des Jahres 1925 für den Straßenverkehr freizugeben.

Kostenübersicht.

1.	Erste Herstellung der Pfeiler	1 100 000	Mark
2.	Verstärkung und Umgestaltung verschiedener Pfeiler	260 000	„
3.	Flügelmauern am Pfeiler *E*	80 000	„
4.	Umformerraum	29 000	„
5.	Aufbau der Türme	8 000	„
6.	Eisenkonstruktion der Drehbrücke einschl. Fahrbahndecke	390 000	„
7.	Eisenkonstruktion der festen Strombrücke einschl. Fahrbahndecke	336 000	„
8.	Eisenkonstruktion der Landbrücken . . .	475 000	„
9.	Maschineneinrichtungen	166 000	„
10.	Elektrische Ausrüstung	90 000	„
11.	Leitwerk und Schutzdalben	70 000	„
12.	Signale, Sicherungsanlagen, Beleuchtung .	150 000	„
13.	Besondere Maßnahmen während der Bauzeit (Schlepperhilfe u. a.) und sonstiges . .	146 000	„
	zusammen	3 300 000	Mark.

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Stollenbauten.

Von Regierungsbaumeister Dr. ing. Dr. jur. **Randzio**, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin.

Aus den Ergebnissen einer vom Verfasser in den Sommermonaten des Jahres 1924 ausgeführten Reise zum Studium von neuzeitlichen Stollenbauten sei Nachstehendes mitgeteilt.

Es wurden folgende Stollenanlagen besichtigt:

Baden:
1. Murgwerk, II. Ausbau,

Schweiz:
2. Schluchsee-Werk, obere Stufe,
3. Haslital-Werk (an der Aare),
4. Kraftwerk Amsteg } an der Gotthardbahn,
5. „ Ritomsee }
6. „ Wäggital,
7. „ Davos-Klosters,

Österreich:
8. Spullersee-Werk } Vorarlberg,
9. Alfenz-Werk }
10. Bärenwerk bei Bruck-Fusch (Pinzgau),
11. Strubklamm-Werk, östlich Salzburg,
12. Partenstein-Werk an der Donau, nördlich Linz,
13. Ranna-Werk an der Donau, nahe d. Bayerischen Grenze,
14. Teigitsch-Werk bei Graz, Steiermark,
15. Ybbs-Werk bei Opponitz-Waidhofen,
16. Wasserleitungswerk Kienberg - Gaming,
17. Hochstraß (Eisenbahn-)Tunnel bei Friedberg.

Es sei zunächst kurz über jede der genannten Anlagen berichtet, um dann, die Ergebnisse zusammenfassend, noch einige allgemeine Bemerkungen zu machen. Das im folgenden Gesagte stützt sich auf eigene Beobachtungen des Verfassers und auf freundliche Mitteilungen der jeweiligen Bauleitungen und Unternehmungen, denen an dieser Stelle für ihr Entgegenkommen und besonders auch für überlassenes Planmaterial bestens gedankt sei.

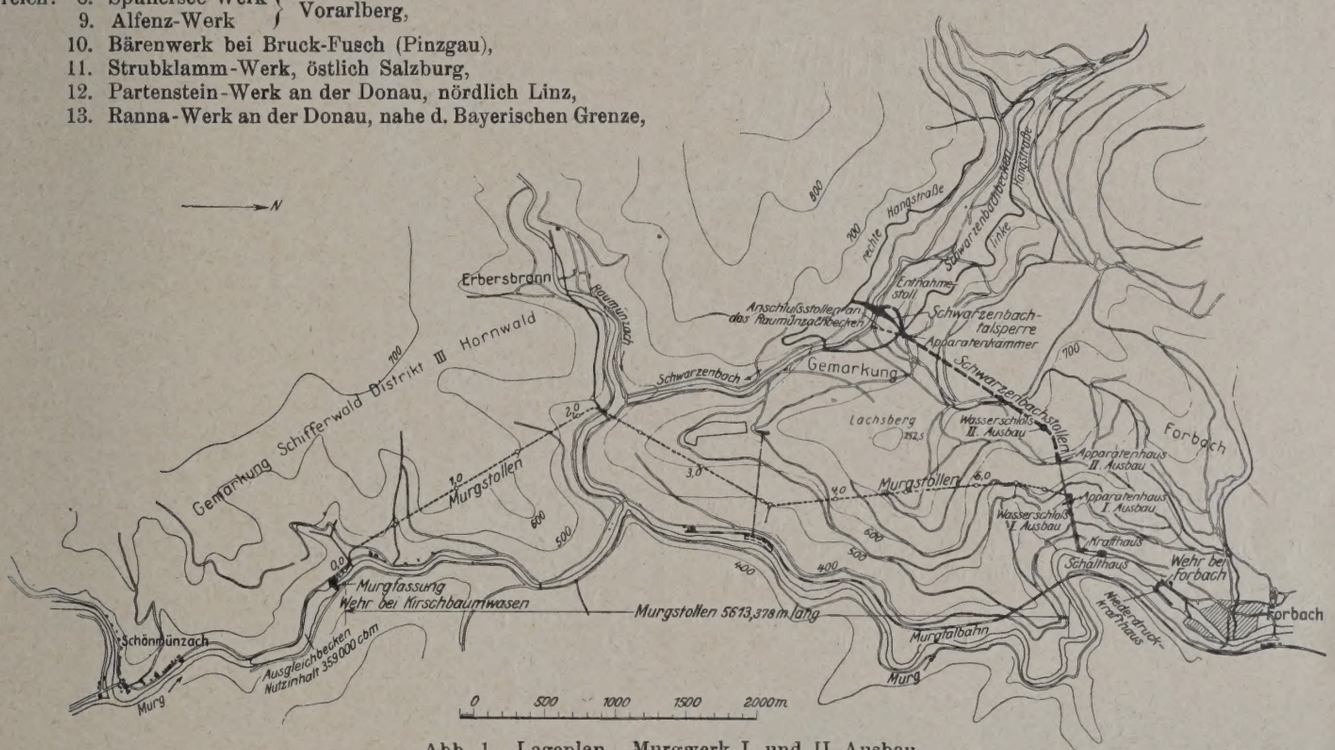


Abb. 1. Lageplan. Murgwerk I. und II. Ausbau.

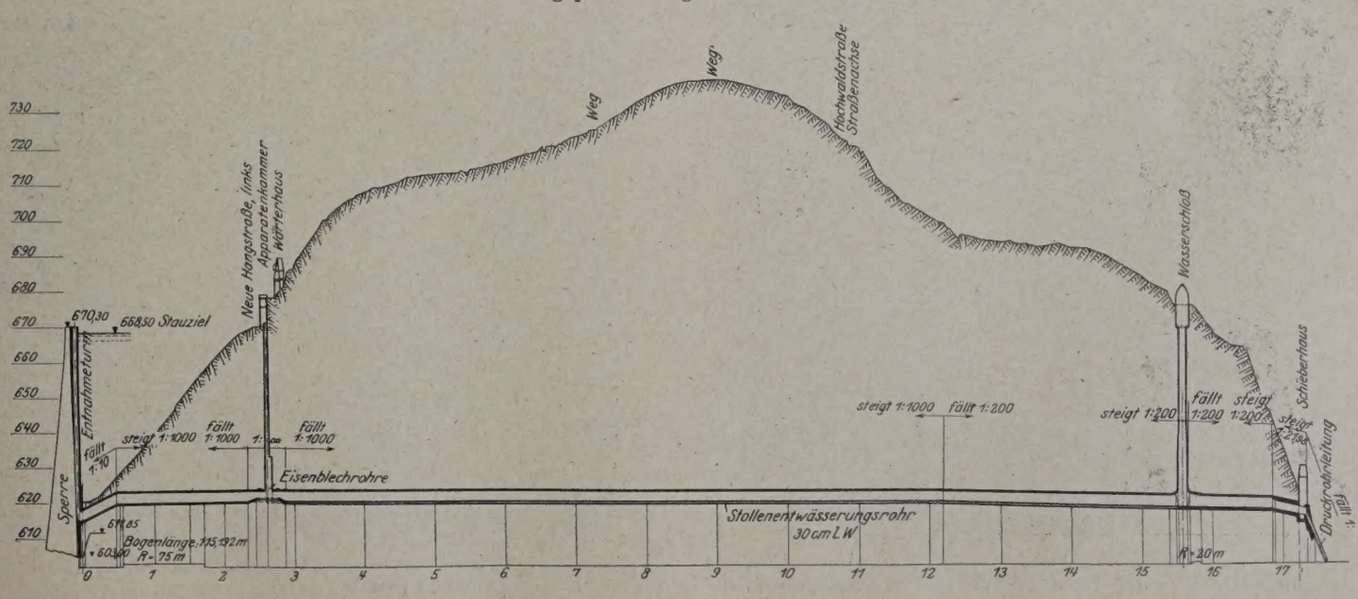


Abb. 2. Längsschnitt. Murgwerk II. Ausbau.

Der II. Ausbau des Murgwerks im Badischen Schwarzwald.

Im Jahre 1918 war der sogenannte Erste Ausbau des Murgkraftwerks vollendet, nämlich das 17 m hohe Wehr in der Murg bei Kirschbaumwasen, das einen Stau von 360 000 m³ Inhalt schafft, der 5,5 km lange Murgstollen, durch festen Granit getrieben, mit einem lichten Querschnitt von 8,50 m², der eine Wasserführung von 20 m³/Sek. zuläßt, das Wasserschloß, die aus zwei eisernen Rohren von 2,20 bis 1,55 m Durchm. bestehende Druckrohrleitung und die Kraft- und Schalthaus-

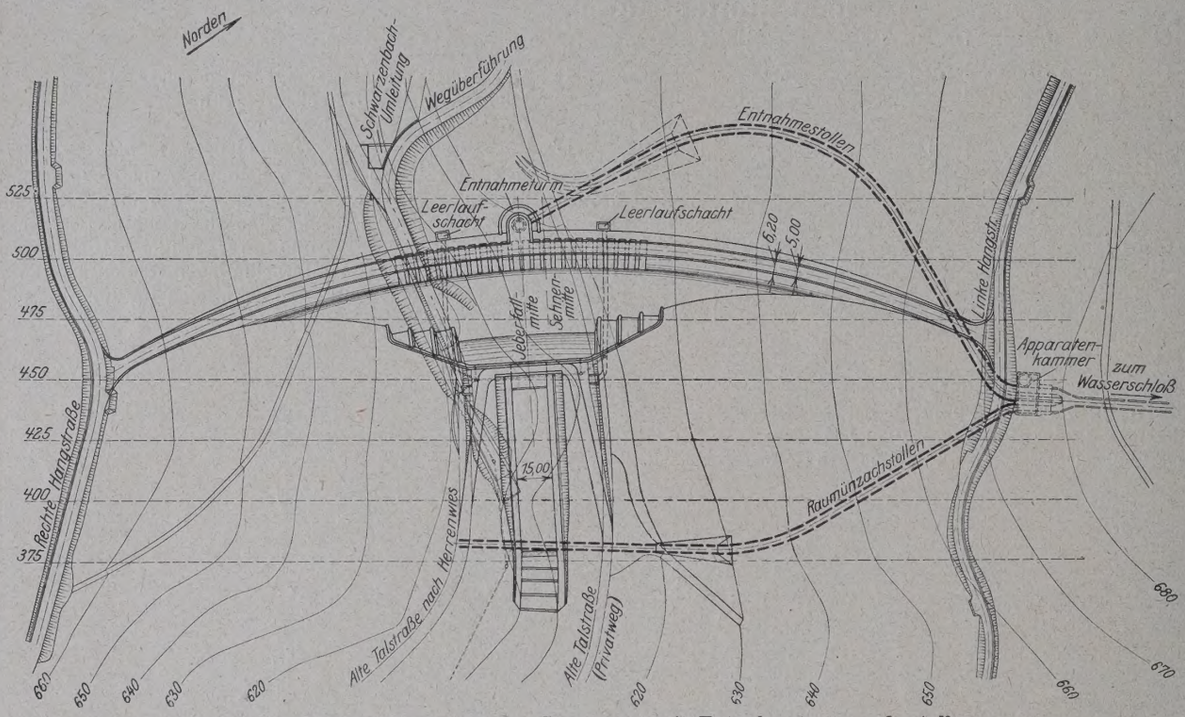


Abb. 3. Murgwerk II. Ausbau. Staumauer mit Entnahmeturm und -stollen.

anlage für eine Energieerzeugung von 30 000 PS, entsprechend einer Ausnutzung von rd. 150 m Gefälle. Im Frühjahr 1922 wurde der zweite Ausbau in Angriff genommen:

Eine Schwergewichtstaumauer von 67 m größter Höhe, einer Mauerkronenlänge von 380 m, einer größten Fußbreite von 50 m und einem Rauminhalt von 290 000 m³, in Ausführung aus Gußbeton mit Steineinlagen,[1]) dient zum Stau des Schwarzenbachs, eines Nebenflusses der Raumünzach, die in die Murg fließt, und zur Gewinnung eines Sammelbeckens von 15 Millionen m³ Nutzinhalt, aus dem das Wasser mit Entnahmeturm entnommen (Abb. 3) und durch ein Druckrohr aus Eisenbeton dem Schwarzenbachstollen zugeleitet werden soll. Ein Wasserschloß von 64 m Höhe und einem Durchmesser von 11 bis 14 m, ein Schieberkammerschacht von 50 m Tiefe und etwa 15 m² Querschnitt und die zu dem vorerwähnten Krafthaus herunterführende eiserne Druckrohrleitung von 900 m Länge vervollständigen diesen „Zweiten Ausbau“ (Abb. 1 u. 2).

Der 1730 m lange Schwarzenbachstollen ist ein „Druckstollen“ mit einem im Betrieb zu erwartenden größten Innendruck von 6 at. Er hat einen lichten Durchmesser von 3 m, entsprechend einem lichten Querschnitt von 7,07 m², und ein Gefälle von 1 ‰ bezw. 5 ‰ für eine Wasserzuführung von 21 m³/Sek. bei einer Höchstgeschwindigkeit von 3 m/Sek. Er liegt in festem, quarzreichem Granit, der stellenweise wasserführend ist. Der Vortrieb wurde begonnen am 12. VI. 1922 und geschah in täglich je drei Achtstundenschichten von beiden Enden aus in einem Ausbruchquerschnitt von etwa 5 m², dem der Vollausbruch auf rd. 3,5 m Durchm. gleich ungefähr 10 m² Querschnitt folgte. Gebohrt wurde im Vortrieb mit drei Flottmann-Bohrhämmern Type B und auch mit Flottmann-, sogenannten Hammerbohrmaschinen an Spannsäulen, und zwar nur mit Schlangenbohrern. Lochdurchmesser bei Bohrhämmern im Mittel 40, bei den Hammerbohrmaschinen 50 mm. Die Brust wurde mit 14 bis 16 durchschnittlich 1,20 m langen Löchern abgebohrt. Gesprengt wurde zunächst mit flüssiger Luft, von der man jedoch abging, dann mit handfertigen Sprengstoffen: Gelatinedynamit, Gelatine-Astralit und Lignosit. Die Vortriebsgeschwindigkeit betrug im Durchschnitt 3,0 m in 24 Stunden gleich drei Schichten gleich drei Angriffen. Gefördert wurde teils mit elektrischen Lokomotiven für 220 V Gleichstrom, teils mit Benzollokomotiven. Der Durchschlag fand statt am 20. V. 1923. In dem

[1]) Vergl. hierzu Enzweiler, Die Fördereinrichtungen beim Bau der Schwarzenbach-Talsperre, Z. d. V. d. I. 1924, Nr. 28.

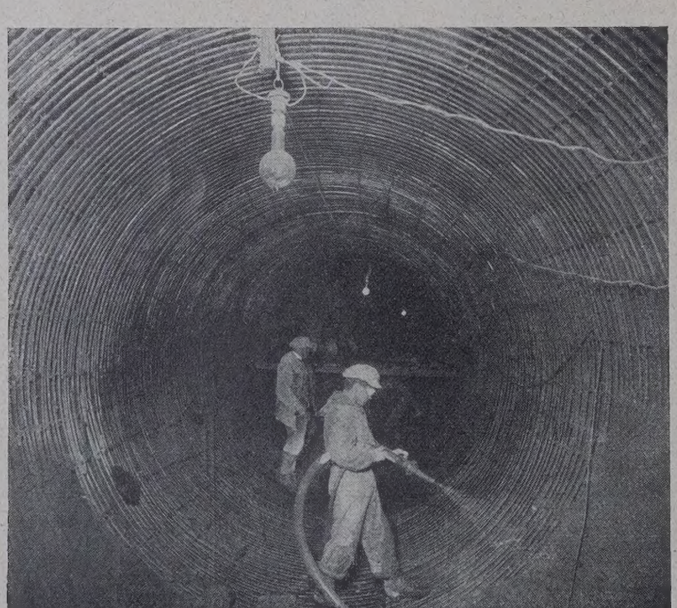


Abb. 4.
Herstellung der zugfesten Dichtungsschale aus eisenbewehrtem Torkret (gunit).

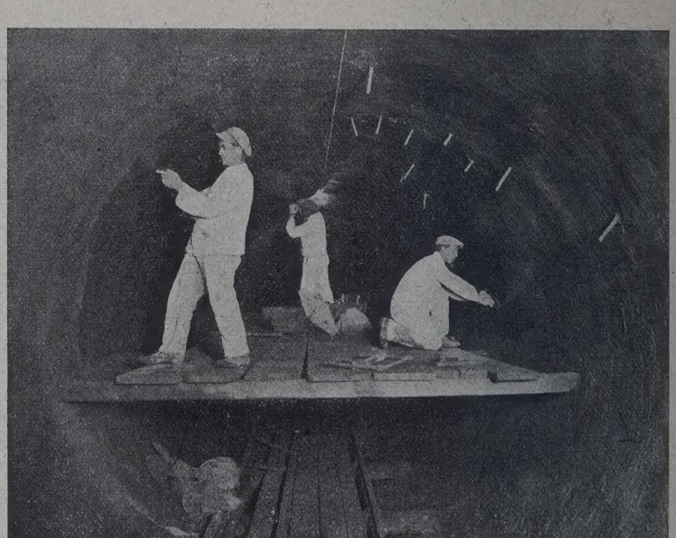


Abb. 5. Röhren zur Abführung des Sickerwassers in das Stolleninnere, um das Torkretieren zu ermöglichen. Glattstreichen des aufgebrachten Torkrets.

erwähnten standfesten Granit war Holzeinbau nur selten nötig. Da der Stollen unter einem Betriebsinnendruck von 6 at stehen soll, so wurde auf eine möglichst dichte Auskleidung besonderes Gewicht gelegt. Danach erhält der Stollen auch im festen Gestein eine satt an den Felsen angestampfte Betonverkleidung von 20 bis 30 cm Stärke, die außerdem nach dem Abbinden noch mit Preßzementmörtel mit Hilfe einbetonierter Tonrohre unter einem Druck von 6 at hinterspritzt wird, um etwaige Hohlräume, die sich namentlich über dem Gewölbe auch bei sorgfältiger Ausführung infolge des Schwindens des Betons bilden können, nach Möglichkeit auszufüllen, außerdem zur besseren Abdichtung gegen austretendes Wasser einen etwa 2 cm starken Innenüberzug aus Gebläsebeton, „Torkret", der nach dem Auftragen glattgestrichen wird. In den Strecken, in denen ein Nachgeben des Gebirges bei dem Betriebsdruck von 6 at zu befürchten ist, erhält die Verkleidung noch eine besondere Verstärkung in Form einer 7 bis 8 cm starken Innenschale aus Torkret mit Eisenbewehrung, die um so stärker ist, je größer die bei Innendruck infolge Nachgebens des Gesteins zu erwartenden Zugspannungen sind (Abb. 4). In den wasserführenden Gebirgsstrecken wurden in mühsamer Arbeit sorgfältig alle Sickerwasserfäden gefaßt und mit Röhren in das Stolleninnere abgeleitet, um das Aufbringen des Torkrets zu ermöglichen, da andernfalls der frisch hinaufgeblasene Torkret durch das Wasser zum Abgleiten gebracht worden wäre (Abb. 5).

Erwähnung verdienen auch die Torkretierungsarbeiten im Schacht für das Wasserschloß, die mit Erfolg angewendet wurden, um die Verwitterung des dortigen Granits, die nach Freilegung des Gesteins bereits nach kurzer Zeit stattfindet, zu verhindern.

Die Bauten werden ausgeführt durch die Siemens-Bauunion im Auftrage des Badenwerkes.

Die Vorarbeiten für den III. Ausbau, zu dem auch der 4,3 km lange Raumünzach-Stollen mit einem beabsichtigten Querschnitt von 4,15 m² gehört, sind bereits in Angriff genommen.

Zusammen mit dem Murgwerk soll das im Bau befindliche

Schluchsee-Werk im Schwarzwald

mit einer Höchstleistung von ebenfalls 30 000 PS Elektrizität für die Versorgung Badens liefern. Auch hier ist der Ausbau in zwei Stufen geplant, von denen diejenige der Oberstufe zurzeit in Angriff genommen ist. Der Schluchsee soll durch Anlage einer bei Seebrugg zu erbauenden, 43 m hohen Schwergewicht-Sperrmauer von etwa 64 000 m³ Rauminhalt um 30 m bis zu einem höchsten Wasserstande von 930 m über N. N. gestaut werden, so daß bei etwa 5 km² Oberfläche ein größter Inhalt von 108 Millionen m³ Wasser verfügbar sein soll (Abb. 6).

Bemerkenswert ist, daß der Stausee an mehreren Stellen hohe Aufträge der zurzeit im Bau befindlichen Eisenbahn-Neubaustrecke Titisee—Schluchsee—Seebrugg bespülen soll und daß infolgedessen zur Sicherung dieser Dämme umfangreiche Befestigungsmaßnahmen nötig werden.

Zur Energiegewinnung soll nun der Höhenunterschied zwischen dem Schluchsee-Stau und der 6 km entfernt bei Schwarzabrugg liegenden Talmulde, die von der aus dem Schluchsee kommenden Schwarza durchflossen wird, in der Weise ausgenutzt werden, daß gegenüber dem Ort Schluchsee ein Einlaufbauwerk errichtet wird, mit Hilfe dessen das Stauseewasser in Höhe 888 m, 12 m unter der jetzigen Seeoberfläche, entnommen und durch den 6,4 km langen Schwarza-Stollen und eine aus zwei eisernen Rohren von 2,50 bis 2,00 m Durchm. bestehende Druckleitung von 56 % Neigung zu dem an dem vorerwähnten Tal zu erbauenden „Krafthaus Häusern" geleitet wird, so daß ein größtes Gefälle von 210 m nutzbar gemacht werden soll.

Der Stollen erhält einen kreisrunden Querschnitt von 4 m Durchm. für einen größten Durchfluß von 53 m³/Sek. und wird nach einer Mitteilung von Oberingenieur Holtzmann, dem Vorstande der Bauabteilung Schluchsee-Werk des Badenwerks, das die beiden Werke Murgtal und Schluchsee erbaut, in seinem untersten Teil zwischen Wasserschloß und Apparatenhaus entwurfsgemäß einem größten Innendruck von 7,5 at ausgesetzt sein; die Sohle des Wasserschlosses soll auf Höhe von etwa 864,50 m zu liegen kommen. Der Stollen wird voraussichtlich in dem in der Gegend vorkommenden teils festen, teils verwitterten und verwitterbaren Schwarzwaldgranit liegen, so daß er eine entsprechende Auskleidung erhalten muß. Da er seiner Lage zur Geländeoberfläche nach ein „Hangstollen" ist, so wird ein Vortrieb nicht nur gleichzeitig von beiden Enden, sondern auch von vier weiteren Angriffspunkten aus nach beiden Seiten möglich sein, die durch drei Fensterstollen und einen Schacht geschaffen werden, der später zur Aufnahme eines „Feinverschlusses" des Stollens und zur Aufnahme von Wassermeßvorrichtungen dienen soll. Der Stollen kann also dann im ganzen an zehn Stellen gleichzeitig vorgetrieben werden, um die Bauzeit für ihn möglichst abzukürzen und um nur verhältnismäßig kurze Strecken im Vortrieb zu erhalten, die Förderung, Belüftung und Versorgung mit den für den Vortrieb nötigen Stoffen und Kräften zu erleichtern und die Kosten entsprechend auf ein geringeres Maß zu beschränken gegenüber langen Stollenstrecken. Mit den Arbeiten ist bereits begonnen und der 300 m lange Fensterstollen Lochbach schon im Herbst 1924 fertiggestellt worden. Er wurde zunächst mit Handbohrbetrieb aufgefahren, dann mit Flottmann-Bohrhämmern mittlerer Schwere mit Schlangen- und Hohlbohrern, Bohrlochdurchmesser 38/32 mm, unter Verwendung von Ammongelatine als Sprengstoff. Auch der genannte Schieberschacht ist bereits in Angriff genommen.

Außer den besprochenen wird für die obere Stufe noch ein weiterer Stollenbau nötig: ein „Umlaufstollen" bei der „Schwarzasperre", der das Wasser der Schwarza während des Baues dieser Sperre ableiten und später dem die Wasserführung der Schwarza unterhalb der Sperre regelnden Ausgleichwerk zuleiten soll. Diese zweite Sperrmauer mit einer größten Höhe von 44 m und einem Rauminhalt von 24 000 m³ soll durch Stau des Schwarzawassers bezw. seiner Zuflüsse zwischen Schluchsee und dieser Sperre und des Betriebswassers des Kraftwerks das „Schwarzabecken" mit einem Wasserinhalt von 1,7 Millionen m³ schaffen. Es ist beabsichtigt, einen Teil dieses so gewonnenen Wassers, während das Kraftwerk keinen Strom abgeben kann, nachts und Sonntags, durch billige Überschußkraft anderer Werke mit Hilfe von Hochdruckpumpen nach dem Schluchsee durch Rohrleitung und Druckstollen heraufzupumpen, um es dort als Vorrat zu speichern; die Hochdruckpumpen sollen imstande sein, bei einer größten Förderhöhe von 220 m 4,1 m³/Sek. bezw. bei einer geringsten von 170 m 5,5 m³/Sek. zu leisten.

An Schachtbauten sind geplant außer dem bereits erwähnten 42 m tiefen „Trockenschieberschacht" in der Nähe des Einlaufbauwerks der Schacht für das Wasserschloß bei Stollenkilometer 5,8, das in seinem unteren Teile bis zu einer Höhe von 22 m einen Durchmesser von 13 m erhält, dann einen von 10 m und über Höhe 930 m einen von 22 m.

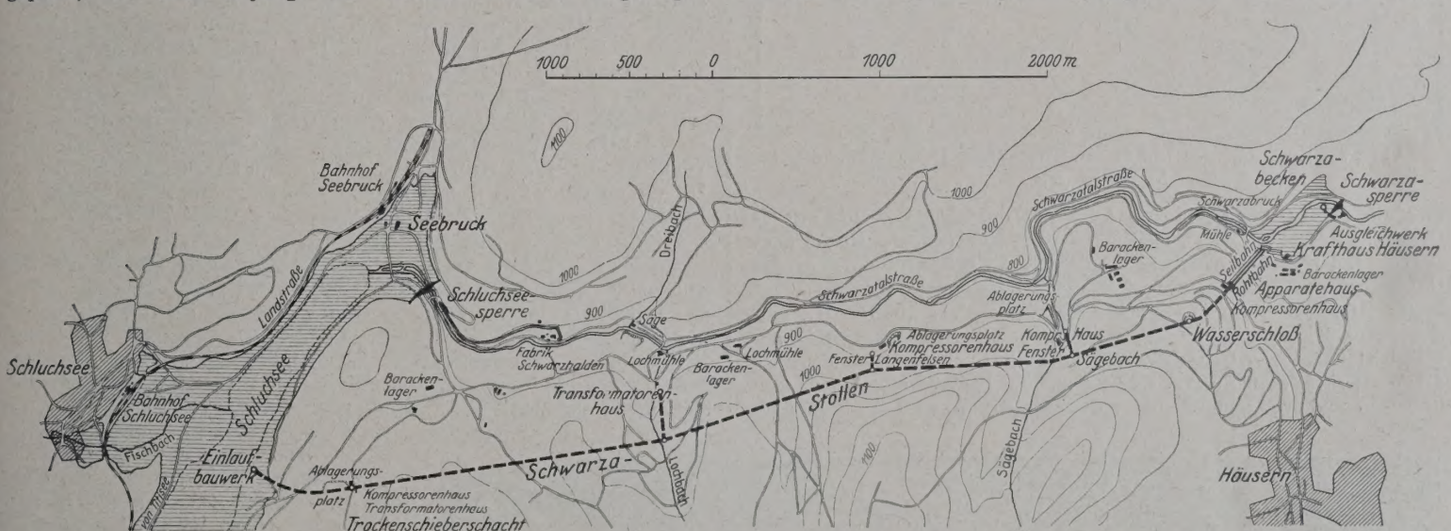


Abb. 6. Lageplan. Schluchseewerk.

Die Schweizer Haslital-Werke.

Wer je die bekannte und sehr beliebte, landschaftlich reizvolle Wanderung oder Fahrt von Meiringen-Innertkirchen durch das Haslital über die Grimsel nach Gletsch–Furkapaß–Andermatt oder umgekehrt erlebt hat, wird sich des prachtvollen Handeck-Wasserfalles erinnern,

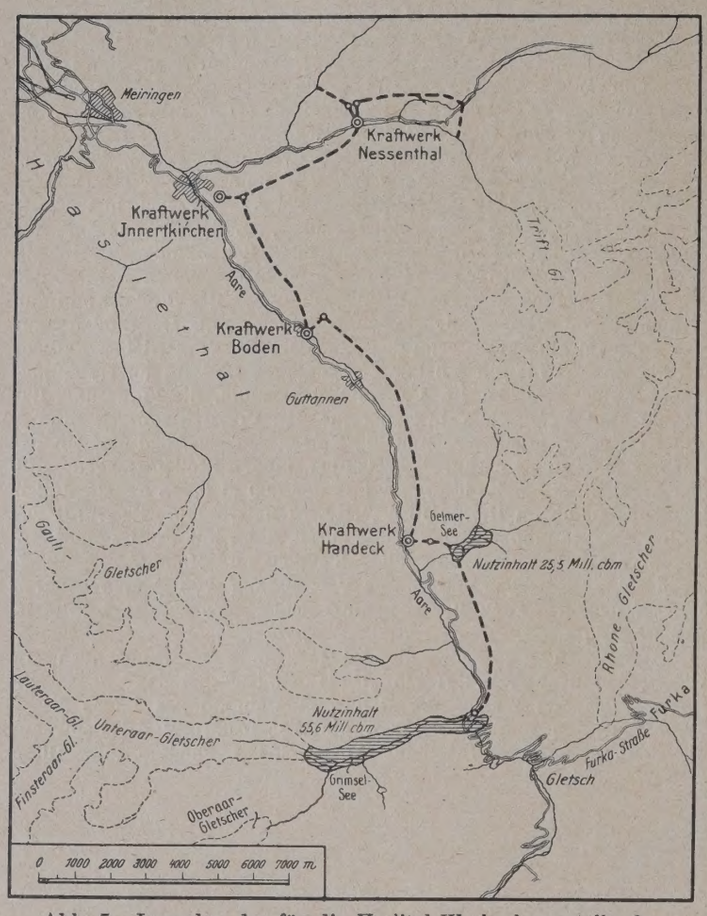


Abb. 7. Lageplan der für die Haslital-Werke herzustellenden Stollenbauten.

und wer diese Gegend mit dem Auge des Bauingenieurs und an der Hand einer Karte gesehen, dem fielen die für Anlage eines Hochdruck-Wasserkraftwerks hervorragend günstigen Umstände auf: großer Höhenunterschied, enges, tiefes Tal, die „Spittallamm“, im festen und besten Alpengranit, wie geschaffen für Anlage einer Sperrmauer, und das große Einzugsgebiet, mit dem eine dauernde Wasserabgabe gewährleistenden Aare-Gletscher. So ist denn auch der Gedanke, hier die Wasserkräfte zu nutzen, nicht neu, und die hydrologischen, geologischen und bautechnischen Studien, die die Bernischen Kraftwerke A.G. ausgeführt haben, sind schon fast zwanzig Jahre alt und verdichteten sich schließlich zu Entwürfen, von denen derjenige des hervorragenden Schweizer Ingenieurs Prof. Narutowicz, der später als polnischer Reichspräsident durch Mordanschlag endete, der gesamten Fachwelt bekannt wurde.[2]) Jetzt endlich ist nach einem neueren und ausführungsreifen Entwurf von Oberingenieur Kaech der Berner Kraftwerke A.G. mit den Arbeiten zur Verwirklichung dieses Gedankens begonnen, nachdem sich die Geologen-Gutachter, Prof. Hein-Zürich, Dr. Arbenz-Bern und Prof. Lugeon-Lausanne, über die geologischen Verhältnisse der Baustellen im Oberhasli sehr zuversichtlich geäußert und nachdem die Ingenieur-Gutachter Gruner-Basel, Prof. E. Meyer-Peter-Zürich, unterstützt durch Prof. Lugeon-Lausanne, Direktor Ing. Lüscher-Zürich und Direktor Payot-Basel, ihr eingehendes Gutachten über den bautechnischen Entwurf ebenfalls in günstigstem Sinne abgegeben hatten.

Es soll das Wasser der Aare mit einem Nutzgefälle von 1210 m von der Grimsel bis Innertkirchen ausgenutzt werden, und zwar in drei Stufen. Den ersten Ausbau bildet die oberste Stufe von der Grimsel bis zu dem Kraftwerk Handeck mit einem mittleren Gefälle von 540 m, den Staubecken Grimsel-See und Gelmer-See, den Druckstollen (Abb. 7) und der Maschinenanlage für 100 000 PS, sowie der Kraftleitung nach Innertkirchen durch Kabel, die in einem eigens dazu zu erbauenden begehbaren Tunnel verlegt werden sollen. Danach soll in Innertkirchen dauernd eine Jahresmenge von 223 Millionen kWh verfügbar werden.

Die zweite Stufe mit einem mittleren Gefälle von 417 m, einer Energiegewinnung von 86 000 PS im Höchstfall und einer zu erzeugenden Jahreselektrizitätsmenge von 190 Millionen kWh wird gebildet durch Stollenleitung vom Kraftwerk Handeck bis Kraftwerk Boden und die dritte Stufe ebenfalls durch Stollenleitung von Kraftwerk Boden bis Kraftwerk Innertkirchen mit einem Nutzgefälle von 248 m, einer Maschinenanlage für vorläufig 60 000 PS und eines Jahreserzeugung von 125 Millionen kWh. Schließlich kann später auch das Wasser des Gadmen- und Gentales in einem Kraftwerk Nessental ausgenutzt und durch Stollen ebenfalls dem Kraftwerk Innertkirchen zur nochmaligen Ausnutzung zugeführt werden.

Der 5250 m lange Verbindungsstollen zwischen dem Grimselsee (100 Millionen m³ Nutzinhalt) und dem mit einer bis 30 m hohen Mauer auf Höhe 1852 m über N. N. zu stauenden Gelmer-See (Nutzinhalt 13 Millionen m³) wird unter Innendruck stehen, und da der Größtstau des Grimselsees 60 m über dem des Gelmersees liegen soll (Abb. 8a), so wird in den Druckstollen kurz vor der Einmündung ein selbsttätiger Durchflußregler eingebaut werden müssen, um den Größtstau des Gelmer-Sees ständig zu halten. Bemerkenswert ist nun, daß vom Gelmer-See das Wasser zunächst in einem Druckstollen von 375 m Länge und dann in einem auf 300 m senkrecht und dann schräg abfallenden, eisengepanzerten Druckschacht zu dem unten im „Breitwald“ liegenden Turbinenhause geleitet wird.

Begonnen sind die Arbeiten im Jahre 1924, nachdem durch Vortrieb von Sondierstollen die Zuverlässigkeit des Gesteins in der „Spittallamm“, in der die 100 m lange Staumauer für den Grimselstausee erbaut werden soll, festgestellt worden war, und zwar sind sie begonnen mit einem 320 m langen, bogenförmigen Umlaufstollen, der das Aarewasser schon während des Staumauerbaues in der linken Felswand um das Staumauerfundament herumleiten soll. Abb. 8 zeigt die Lage des Umlaufstollens und der großen Sperrmauer, Abb. 9 ein Modell der Spitallamm-Sperre, sowie der zweiten kleineren, etwa 30 m hohen Sperre auf der „Seeuferegg“, die beide zusammen den Stau des Grimselsees auf 1912 m über N. N., d. h. einen Nutzinhalt von rund 100 Millionen m³ halten sollen. Außerdem zeigt Abb. 9 die Verlegung der Grimselstraße. Das im Touristenverkehr bekannte Grimselhospiz muß ebenfalls höher gelegt werden, da das jetzige Gelände, auf dem es steht, in dem künftigen Stausee liegt.

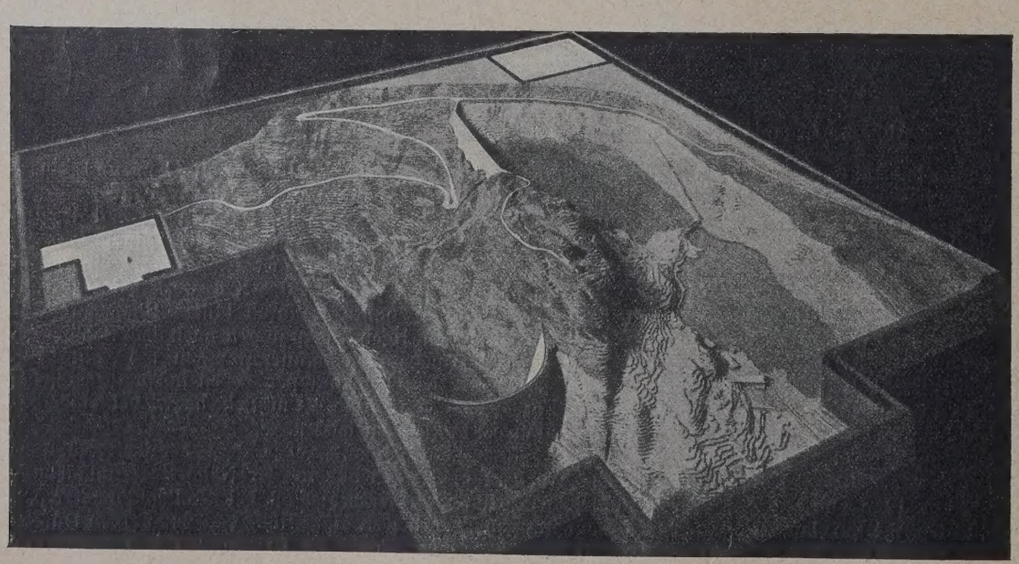


Abb. 9. Modell der Sperrmauern „Spitallamm“ und „Seeuferegg“ für den Stau des Grimmelsees.

Der Umlaufstollen wurde in einem Querschnitt von etwa 5,5 m² vorgetrieben und liegt, wie voraussichtlich auch die übrigen genannten Stollen, in festem, hartem Granit. Gebohrt wurde mit drei Flottmann-Bohrhämmern Type N und mit einfacher Meißel-

[2]) Vergl. Schweiz. Bauztg., Bd. 78, 1921, Nr. 1/2, Die Bauten für die Kraftwerke Oberhasle.

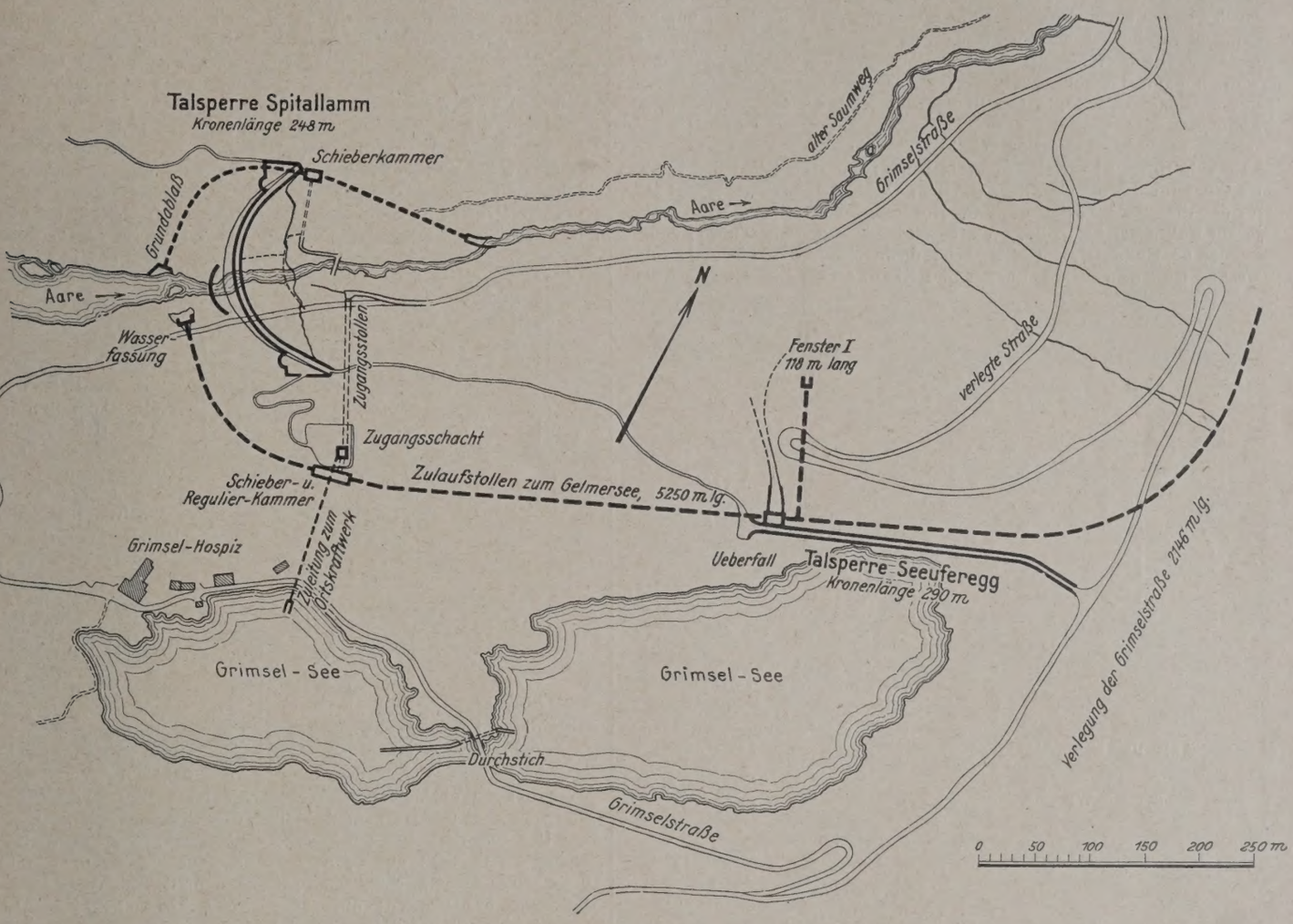


Abb. 8.

schneide aus Stahl der Böhlerwerke. Der Verschleiß an Bohrerspitzen war in dem harten Gestein beträchtlich und betrug je 1 m Bohrloch von 35/28 mm Weite rd. 10 Stück = 170 Stück je Angriff, Bohrlochzahl je Angriff 14 bis 18, Länge im Mittel 1,0 m, Fortschritt je Angriff 0,55 m.

Zum Sprengen wurden je m³ Ausbruch 2,5 kg Dynamit und 0,6 kg Aldorfit gebraucht. — Aldorfit ist ein Sicherheitsprengstoff von Arbi-Zürich, von ähnlicher Zusammensetzung wie das bekannte Gamsit der Fabrik Gamsen-Schweiz.

Die Stollen der Kraftwerke Amsteg und Ritomsee der S. B. B.

sind durch die Forschungen und Versuche[3]) anläßlich der Rissebildung im Ritomdruckstollen so be-

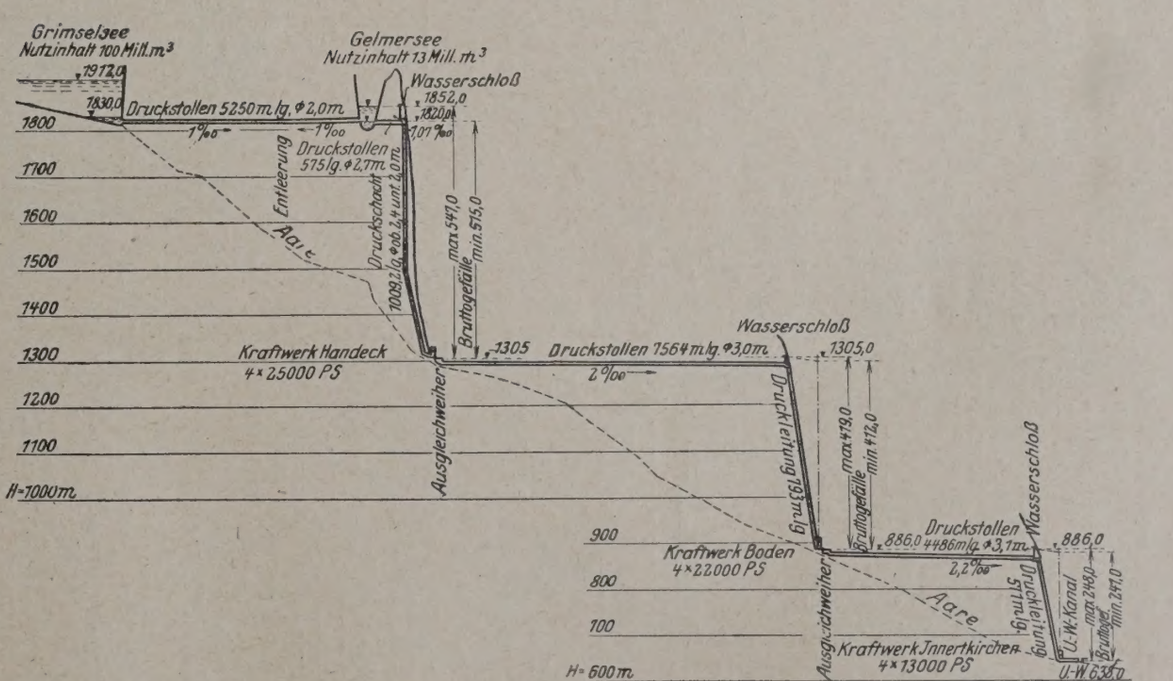


Abb. 8a.

[3]) Es sei hingewiesen auf: Schweiz. Bauztg. 1923, Bd. 81/82 (auch Sonderdruck) Eggenberger, „Das Kraftwerk Ritom der Schweizer Bundesbahnen; A. Schraffl, Kurzer Bericht über die Druckstollenversuche der Schweizer. Bundesbahnen Schweiz. Bauztg. 1924. Nr. 1 u. f.; W. Bösch, „Vom Bau des Zulaufstollens in Amsteg", „Hoch- und Tiefbau" 1922, Nr. 43/44.

kannt, daß es sich erübrigt, hier über diese im Betrieb stehenden Anlagen zu sprechen. Inzwischen ist auch das Wasser des Kärstelenbaches durch einen Freispiegelstollen mit 9 m³/Sek. als Zulauf nutzbar gemacht worden. Ebenso wäre noch zu erwähnen, daß der seinerzeit gerissene Ritomstollen, der jetzt nur als druckloser Stollen betrieben werden kann, im Sommer 1925 eine Ausbesserung erfahren soll, die ihn befähigt, den geplanten Innendruck von 4,5 at aufnehmen zu können.

Das Wäggital-Werk.

Abb. 10 zeigt Lage, Einzugsgebiet und Gesamtübersicht des Werks im Wäggital, das erbaut wurde von der „Akt.-Ges. Kraftwerk Wäggital", an der die Stadt Zürich und die Nordostschweizerischen Kraftwerke je zur Hälfte beteiligt sind. Wie besonders deutlich aus Abb. 11 zu erkennen ist, ist das Gesamtwerk zweistufig angelegt mit den beiden Kraftwerken Rempen an der oberen und Siebnen an der unteren Stufe.

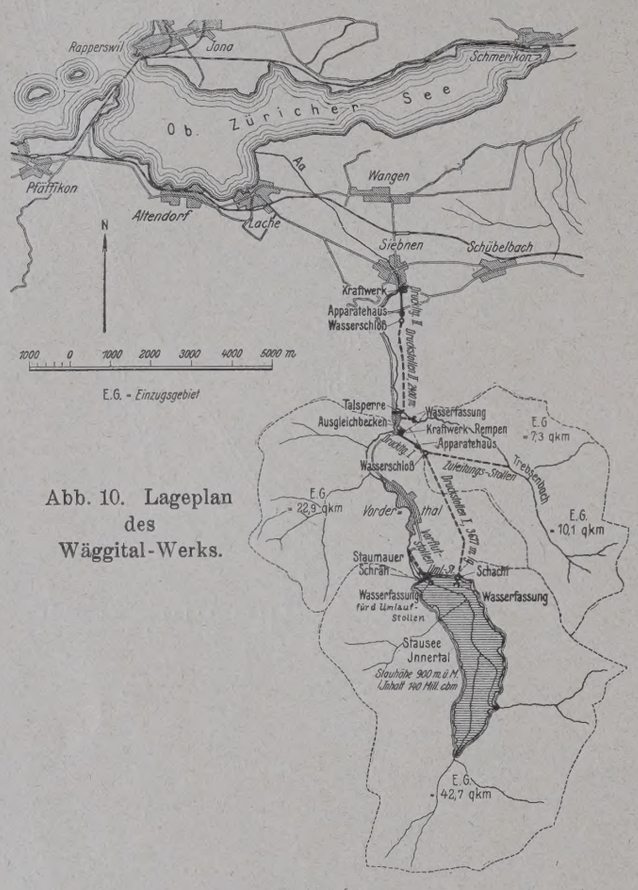


Abb. 10. Lageplan des Wäggital-Werks.

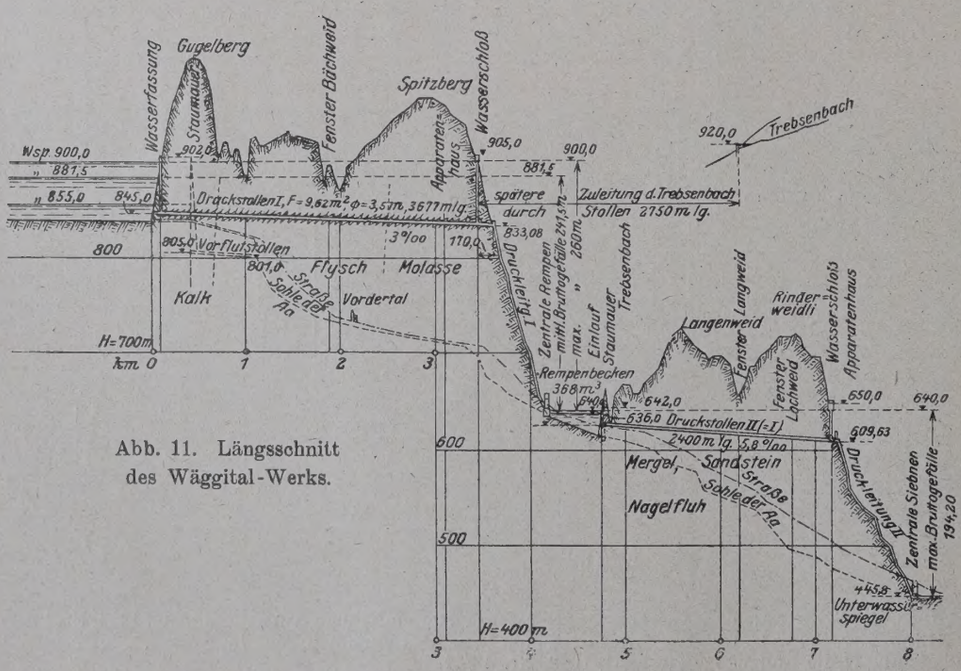


Abb. 11. Längsschnitt des Wäggital-Werks.

Das Wasser der Aa wird bei Innertal durch eine Schwergewichtstaumauer[4]) von 250 000 m³ Inhalt, 100 m größter Höhe und etwa 200 m Kronenlänge zu einem See von 140 Millionen m³ Inhalt gestaut. Nur im Winter wird Wasser zur Energiegewinnung fünf Monate lang dem See entnommen — das Wäggital-Werk ist also ein reines Winterkraftwerk, und die größte, nahe bei der Staumauer vorhandene Seetiefe von 66 m geht Ende März jeden Jahres auf 20 m zurück.

Bevor die Arbeiten zur Herstellung der Mauer mit dem Erdaushub an der Baustelle im März 1922 begonnen wurden, waren zunächst umfangreiche Vorarbeiten ausgeführt worden. Zunächst mußte durch Sondierstollen, die von zwei auf beiden Ufern abgeteuften Schächten aus vorgetrieben wurden, der tatsächliche Felsverlauf unter den Ablagerungsmassen festgestellt werden (Abb. 12). Es ergab sich, daß der auf beiden Seiten vorhandene feste und wasserundurchlässige Kalk in etwa 30 m Tiefe angetroffen wurde, außerdem jedoch noch an der tiefsten Stelle ein 80 cm breiter und 15 m tiefer Spalt, eine Erosionsrinne[5]), die dann mühevoll von Hand und zum Teil noch während der Betonierungsarbeiten der Mauer ausgeräumt werden mußte, um später auch ausbetoniert zu werden. Es mußte zu dem Zweck die Erosionsrinne überdeckt und in dem darunterliegenden Mauerbeton mußten zwei große Förderschächte an beiden Enden und dazwischen fünf kleinere Schächte freigelassen werden, erstere zum Bodenaushub, letztere zum Ausfüllen der Rinnen mit Beton.

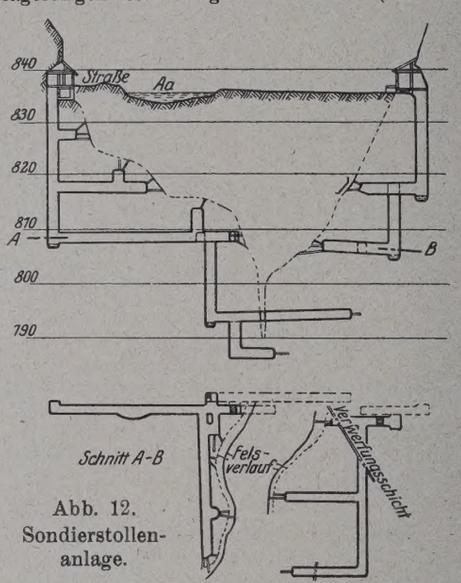


Abb. 12. Sondierstollenanlage.

Um die Baustelle trocken zu halten, wurde im Jahre 1921 zunächst ein Schutzdamm gebaut, um das Wasser des vom linken Berghang in nächster Nähe herabstürzenden Schrähbaches von der Baustelle fernzuhalten; außerdem wurde ein 260-m-Umlaufstollen (vergl. Abb. 13) auf dem rechten Ufer vorgetrieben, der dann später

[4]) Nähere Angaben über Betonierung der Mauer vergl. Randzio, Guß- und Schüttbeton bei neueren Kraftwerkbauten, „Beton u. Eisen" 1925, Nr. 4 u. 6.

[5]) Vergl. Schweiz. Bauztg. 1924, Bd. 84, Nr. 1.

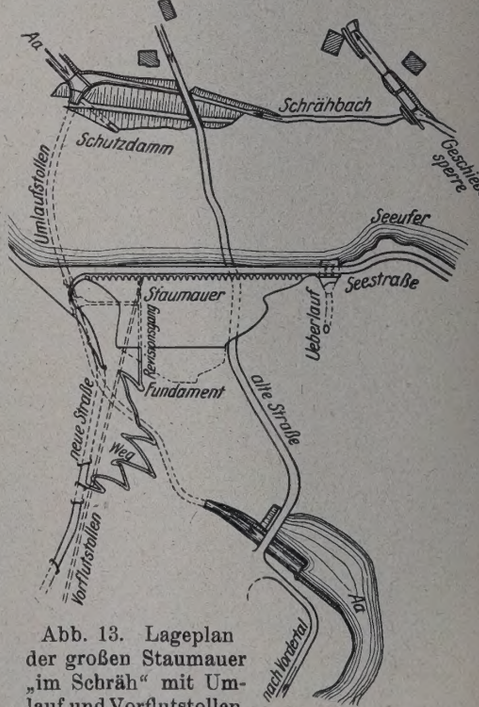


Abb. 13. Lageplan der großen Staumauer „im Schräh" mit Umlauf und Vorflutstollen.

als Grundablaß dienen wird und zu dem Zweck zwei Drosselklappen und einen Absperrschieber erhalten hat, die bei Hochwasser geöffnet werden können. Die lichte Weite der Abschlußstücke beträgt 1700 mm und ist so bemessen, daß auch bei tiefstem Seestande auf 850 m über N. N. noch 30 m³/Sek. abfließen können, so daß auch bei einer etwaigen Betriebsstörung in der oberen Stufe, die untere noch jederzeit genügend Wasser auf diesem Wege, also durch die Aa erhalten und betriebsfähig bleiben kann. Ausgeführt wurde der Umlaufstollen durch die Unternehmung Baumann & Stiefenhofer, Wädenswil.

Außerdem wurde, um beim Fundamentaushub nicht durch Grundwasserandrang behindert zu werden, von der Wäggital-A.-G. ein 800 m langer „Vorflutstollen" hergestellt, der unterhalb der Baustelle „im Falz" in Angriff genommen und mit 4,2 m² Querschnitt und einer Steigung von 7‰ bis auf Fundamentsohle vorgetrieben wurde (Abb. 13). Diese Arbeiten wurden im Laufe des Jahres 1921 fertiggestellt, so daß im Jahre 1922 im März mit den Aushubarbeiten für die Staumauer begonnen werden konnte.

Ende des Jahres 1922 wurde dann auch der Druckstollen für die obere Stufe in Angriff genommen, nachdem schon im Juli 1922 mit dem Vortrieb des unteren Druckstollens begonnen worden war.

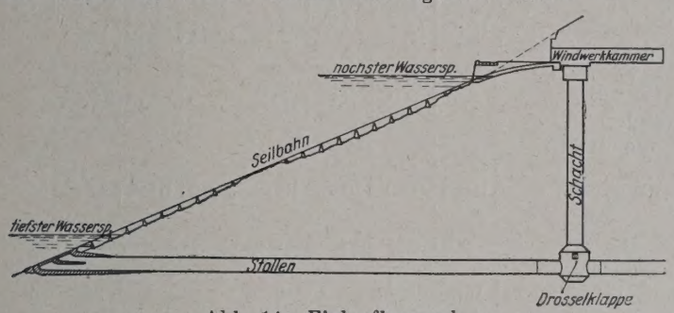


Abb. 14. Einlaufbauwerk.

Abb. 15. Doppelstück des Einlaufs vom Stolleninnern aus gesehen.

Der obere Stollenmund, die Wasserfassung, liegt, wie aus Abb. 10 zu erkennen, etwa 800 m südöstlich der Staumauer, die Sohle der Wasserfassung auf Höhe 845 m über N.N. Der aus einem verbreiterten Doppelstück aus Eisenbeton bestehende Einlauf (Abb. 14 u. 15) ist im Betriebe durch einen auf Rollen gelagerten und auch bei gefülltem See auf einer Seilbahn leicht aufziehbaren Rechen (Abb. 16) geschützt, um das Hereinschwemmen von festen Teilen in den Stollen zu verhindern. Unmittelbar dahinter liegt die „Abschlußfalle", die es ermöglicht, daß bei hochgezogenem Rechen und zum Trockenlegen des Stollens für Besichtigungen dieser abgeschlossen werden kann; diese Abschlußplatte legt sich mit einer Gummidichtung auf die polierten Granitquadern, mit denen das Einlaufbauwerk außen verkleidet ist, so eine gute Abdichtung gewährleistend.

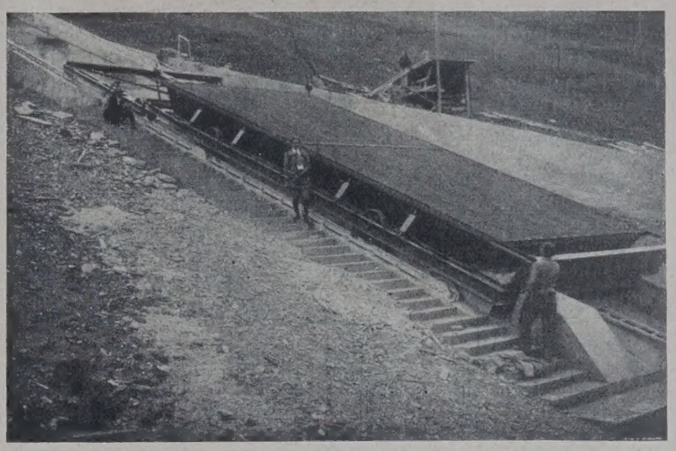


Abb. 16. Aufziehbarer Rechen.

Als zweiter Abschluß ist im Stollen unter dem 59 m hohen Schacht von 4,50 m Durchm. eine von oben zugängliche Drosselklappe vorgesehen. In Verbindung mit dem Schacht steht auch die in Abb. 14 erkennbare Windwerkkammer, von der aus die Drosselklappe zu betätigen ist und die außerdem die Aufzugvorrichtung für die Rechen- bezw. Abschlußplatten-Seilbahn enthält, sowie einen Reserverechen und einen Reserveabschuß. Sie ist 30 m lang, 13,6 m breit und 5 bis 4 m hoch.

Der an die Wasserfassung anschließende 3670 m lange Druckstollen hat einen lichten Durchmesser von 3,6 m mit einem Wasserquerschnitt von 10,18 m² und ein Gefälle von durchschnittlich 3,27 ‰. Er wurde am 17. XI. 1922 auf der Südseite und am 5. XII. 1922 auf der Nordseite angeschlagen. An dem letztgenannten Tage wurde auch der Vortrieb eines 174,61 m langen Fensterstollens begonnen, des Fensterstollens „Bächweid", der auf den Hauptstollen bei 1,896 km trifft, so daß von da ab nach beiden Seiten vorgetrieben werden konnte, mithin vier Angrifforte vorhanden waren. Dieser Fensterstollen hat eine lichte Höhe von 2,2 m und eine Breite von 1,8 m; er liegt in stark verworfenen Mergeln und Breccien, so daß er eine Auskleidung von 30 cm starkem Beton erhalten mußte. Da der Fensterstollen nur am Hauptstollen fest verschlossen ist, im übrigen Teil aber nicht etwa wieder ausgefüllt wird, so ist dadurch ein späterer, etwa nötig werdender Zugang zum Druckstollen vom Fensterstollen aus möglich gemacht. Der südliche Teil wurde am 28. IX. 1923 bei km 1,0625 durchgeschlagen. Er liegt bis km 0,6 im festen Kalk, dann in Flysch und Mergel. Der Vortrieb im nördlichen Teil, der von km 2,5 bis 3,67 in Molasse und Mergeln liegt, mußte auf einer Seite vom 11. VI. 1923 bis 20. XII. 1923 und auf der anderen vom 8. VII 1923 bis 6. XI. 1923 unterbrochen werden, da die stark verwitterbaren Molasse- und Mergelschichten einen raschen Vollausbruch mit sofortiger Ausmauerung bedingten. Denn der volle Querschnitt wurde nicht gleichzeitig vorgetrieben, sondern zunächst ein Richtstollen von 6,0 m², der übrige Teil in der in Abb. 17 angegebenen Weise. Der Durchschlag dieses Stollenteils fand dann am 26. II. 1924 statt.

Zum Bohren wurden im Richtstollen zwei bis drei schwere Westfalia-Bohrhämmer verwendet für 6 at Preßluftdruck, dieselben auch für die Ausweitung. Es wurden im Richtstollenvortrieb je Angriff 10 bis 16 Löcher von 30/22 mm Durchm. und 1,5 bis 2,2 mm Länge in durchschnittlich 4½ Stunden gebohrt.

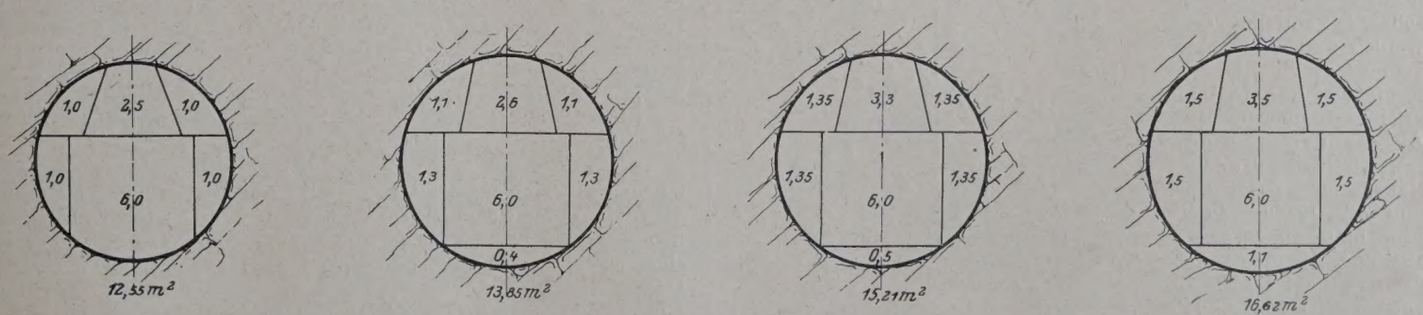


Abb. 17. Der Ausbruchquerschnitt wird verschieden groß, je nach der zu erwartenden Ausmauerung.

Gesprengt wurde mit den schon erwähnten Sicherheitssprengstoffen Gamsit und Aldorfit, und zwar mit Einbruchschüssen in der Mitte der Brust (Herzschüssen). Der Verbrauch betrug im Durchschnitt 2,3 kg für 1 m³ Ausbruch; am 20. I. 1924 sorgfältig ausgeführte Probesprengungen im „Wildflysch“ hatten einen Verbrauch von 1,69 bis 1,99 kg für 1 m³ Ausbruch ergeben. Im Regelbetrieb wurde zweimal in einer Schicht geschossen und der durchschnittliche Fortschritt bei zwei Angriffen je Schicht = vier Angriffe je Tag betrug im Kalk etwa 3,5 m, im Flysch und Mergel etwa 4,6 m und in Molasse und Mergel 4,7 m.

Die Förderung geschah mit eisernen Muldenkippern von 500 und 750 l Fassungsvermögen, Benzinlokomotiven 14 PS (Montania, Orenstein & Koppel) auf Gleis von 60 cm Spurweite. Als Erzeugungsanlagen für Preßluft von 6 at Leitungsspannung waren vorhanden am Südende drei Rotationskompressoren der Maschinenfabrik Winterthur für Leistungen von je 6 m³/Min. angesaugter Luft, beim Fensterstollen Bächweid ein Kolbenkompressor für 20 m³/Min. und am Nordende beim Wasserschloß zwei Kolbenkompressoren für je 60 m³/Min. Im übrigen stand von den N. O. K. gelieferte elektrische Energie der Bauausführung sehr wohlfeil und reichlich zur Verfügung; es wurde mit einem Höchstenergiebedarf von etwa 260 PS an jeder der drei genannten Stellen gerechnet.

Bemerkenswert ist das Vorkommen von Methangasen im nördlichen Stollenteil, das zu kleinen Explosionen führte, solange das Gas nicht brennend ausströmte. Es mußte daher angezündet werden und brannte an mehreren Stellen noch zur Zeit der Begehung des Stollens durch den Verfasser, also damals schon etwa ein Jahr lang, mit leuchtender Flamme, auf die bei Herstellung der Verkleidung z. T. durch entsprechende Aussparungen Rücksicht genommen werden mußte. Vor Inbetriebnahme des Stollens wurden diese Stellen dichtend zugemauert; ein Eintritt des Gases in den Stollen ist dann bei dem vorhandenen Wasserdruck nicht zu befürchten. Ob bei entleertem Stollen später sich das Gas nicht doch noch einen Weg durch den Beton bahnen wird, muß die Erfahrung lehren, und es wird bei Stollenentleerung darauf zu achten sein.

Die auf 600 m zwischen km 1,1 und 1,7 bewirkte Abpressung des Stollens mit Druckwasser von 7,5 at ergab einen Wasserverlust von zusammen nur 0,8 bis 1,0 l/Sek., d. h. auf 100 m Abpreßlänge 8 bis 10 l/Min., also belanglos für die Wasserwirtschaft der Anlage, so daß von einer Dichtungsschicht in den Strecken, in denen dieser geringe Wasseraustritt ohne Schaden für Bauwerk, Betrieb und umgebendes Gebirge bleibt, abgesehen werden durfte. Es wurde daher nur in dem unteren Teil auf 300 m zwischen km 3,28 und 3,58 eine zugfeste Dichtungsschicht in der Weise auf die Innenleibung der Ausmauerung aufgebracht, daß Rundeisen Durchm. 22 mm in 6 bis 8 cm Abstand als offene Ringe verlegt, 870 kg f. 1 m Stollen, und im Stollen zu geschlossenen Ringen elektrisch geschweißt wurden, wobei die Schweißstellen, als Stellen des gefährlichsten Ausschnitts angenommen, gegeneinander versetzt wurden. Der Vorteil der Zusammenschweißung gegenüber den überragenden und umgebogenen Eisenenden besteht in der Ersparnis an Eisen. Der Abstand der Ringe wird durch 10 mm starke Längseisen bewirkt, 42 Stück je Umfang, an die die Ringe z. T. gebunden wurden. Auf diese so verlegte Eisenbewehrung wurde in dem bekannten Gunit- oder Torkretverfahren Beton aufgeblasen in einer Stärke von 7 bis 8 cm, mit 500 kg Portlandzement auf 1 m³ Sand. In allen übrigen Strecken erhielt der Stollen nur Stampfbetonverkleidung von 20 bis 50 cm Wandstärke; und zwar wurde eine Blechverschalung verwendet, die auf dreiteiligen, aus T-Eisen 120 · 120 · 13 bestehenden und diametral durch T-Eisen verspannte Lehrbogen ruhte. Die Lehrbogen wurden auf die zuerst betonierte Sohle aufgesetzt. Die Blechverschalung bestand aus 0,50 und 1,0 m hohen Segmenten, wobei die 50 cm hohen Segmente sich besser bewährt haben sollen. Die einzelnen Teile wurden durch Schrauben verbunden, die die Segmente einfassenden Winkeleisen zusammenhielten. Abgesehen von dem kleinen Nachteil des umständlichen Zusammen- und Auseinanderschraubens hatte die Blechverschalung, die immer wieder verwendet wurde, und von der im ganzen 120 lfd. m so zusammengesetzten Rohres für Betonierung des ganzen Stollens genügte, noch den Vorteil, daß die so entstandene Innenleibung vollkommen glatt wurde und ein Verputz erspart werden konnte. Der Ausbruch der Kalkzone am südlichen Stollenteil konnte zur Betonierung verwendet werden. Im Scheitel wurde der Beton auf kurze Stücke in der Richtung der Stollenachse gestampft.

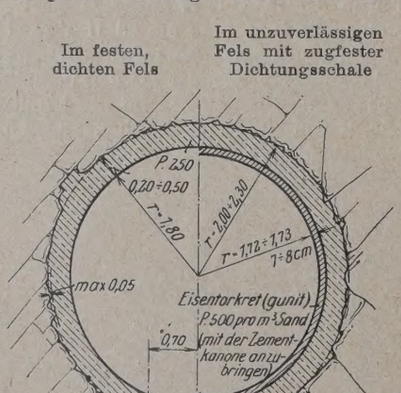


Abb. 18. Druckstollenquerschnitt.

Für die Abführung des Sickerwassers wurde ein Rohr seitlich angelegt. Der Vorteil des seitlich gelagerten Rohres besteht darin, daß die Entwässerungsanlage schon hergestellt werden kann lange vor Fertigstellung des übrigen Ausbaues, ohne Förderung und Verkehr zu stören. Für die Verkleidung waren folgende Abmessungen vorgesehen (s. Tabelle), so daß sich der in Abb. 18 dargestellte Querschnitt ergibt.

Profil Nr.	I. Ausmauerung							II. Dichtungsschale	
	a	b	c	d	e	f	g		
Wandstärke cm	20	25	30	35	40	45	50	7	8
Ausbruchfläche m²	12,55	13,20	13,85	14,52	15,21	15,90	16,62		
Betonfläche (Portlandzement 250 kg/m³) m²	2,37	3,02	3,67	4,34	5,03	5,72	6,44		
Torkretfläche (Portlandzement 500 kg/m³ S) m²								0,78	0,88
Lichtfläche m²	10,18	10,18	10,18	10,18	10.18	10,18	10,18	9,40	9,30

Da, wie schon erwähnt, trotz besten Einstampfens des Betons infolge des Schwindens doch Hohlräume nicht immer zu vermeiden sind, die dann bei Innendruck im Betriebe zu Rissebildungen führen können, so wurde flüssiger Zementmörtel unter 6 at Druck hinter die Ausmauerung und in die Felsspalten gepreßt; und zwar wurden dazu die Löcher so angeordnet, daß sie im Abstande von 2 m im Scheitel und von 1 m in Höhe etwa 45° über dem Mittelpunkte durch den Beton bis etwa 10 cm in den Fels hineingebohrt wurden. Außerdem wurde nach Abbinden und Erhärten dieses hinterpreßten Mörtels, frühestens 14 Tage danach, meistens aber noch später, noch einmal unter Hochdruck von 10 at Zementmörtel in der Weise hinterpreßt, daß im Abstande von 2,5 m im Scheitel Löcher gebohrt wurden, die über den Beton hinaus bis auf 1 m Länge in den Fels hineinreichen, so daß auch der Fels selbst durch Ausfüllen seiner Spalten und Klüfte noch eine Befestigung erfährt.

Das Wasserschloß besteht aus einem nach links abzweigenden „Reservoirstollen“ von 2000 m³ Fassungsvermögen, der bei plötzlichen Belastungen des Werkes, z. B. morgens zur Zeit des Arbeitsbeginns in den Fabriken und des gleichzeitigen Anlassens vieler Motoren, rasch seinen Wasservorrat für den auftretenden Mehrbedarf liefern soll, ferner aus dem darüberstehenden 55 m hohen Schacht von 5 m lichter Weite und aus einer oberen Kammer. Der im Molassefels stehende Schacht sollte eine Ausmauerung von 30 cm Beton mit Eisenblechverkleidung erhalten, die obere Kammer in Eisenbeton ausgeführt werden. Die Stollenarbeiten, einschließlich Schieberschacht, Wasserschloß, Apparatenhaus und Übergang zur eisernen Druckrohrleitung wurden von der Unternehmung A. Baumann, vorm. Baumann & Stiefenhofer-Wädenswil ausgeführt.

Das Krafthaus Rempen erhält vier Turbinen für je 19 000 PS mit den entsprechenden Generatoren, außerdem aber vier Hochdruckkreiselpumpen, die das im „Rempenbecken“ sich sammelnde Wasser des Einzugsgebietes zwischen Stausee Innertal und Rempen sowie das des Trebsenbaches im Sommer durch den Stollen in den großen Stausee pumpen sollen. Es soll dazu billiger, von den Nordostschweizerischen Kraftwerken und der Stadt Zürich zu liefernder Strom benutzt werden, um dieses Wasser 261 m hochzudrücken, das dann im Winter bis zur Zentrale Siebnen 455 m fällt und teueren Winterstrom erzeugt, wodurch die Wirtschaftlichkeit dieser Pumpenanlage gewährleistet sein soll. Das Rempenbecken mit einem Inhalt von 368 000 m³ wurde geschaffen durch Stau des aus dem Krafthause Rempen strömenden Arbeitswassers und des Trebsenbach-Wassers mit Hilfe der aus Gußbeton mit Steinblockeinlagen hergestellten 30 m hohen Staumauer von 25 000 m³ Rauminhalt.

Um das Wasser des ursprünglich unterhalb der Staumauer einmündenden Trebsenbaches zum Teil ausnutzen zu können, wurde dieser in einer Höhe, die noch über der des höchsten Staues im Rempenbecken liegen mußte, durch ein Überfallwehr gefaßt und durch einen 250 m langen Zuleitungsstollen (Abb. 19) von nur 1,90 m lichtem Durchmesser mit einem Gefälle von 2,5‰ dem Becken zugeleitet. Der Stollen liegt im weichen Mergel und in Molasse und erhielt eine Ausmauerung von 20 cm Stampfbeton, eingebracht hinter eiserner

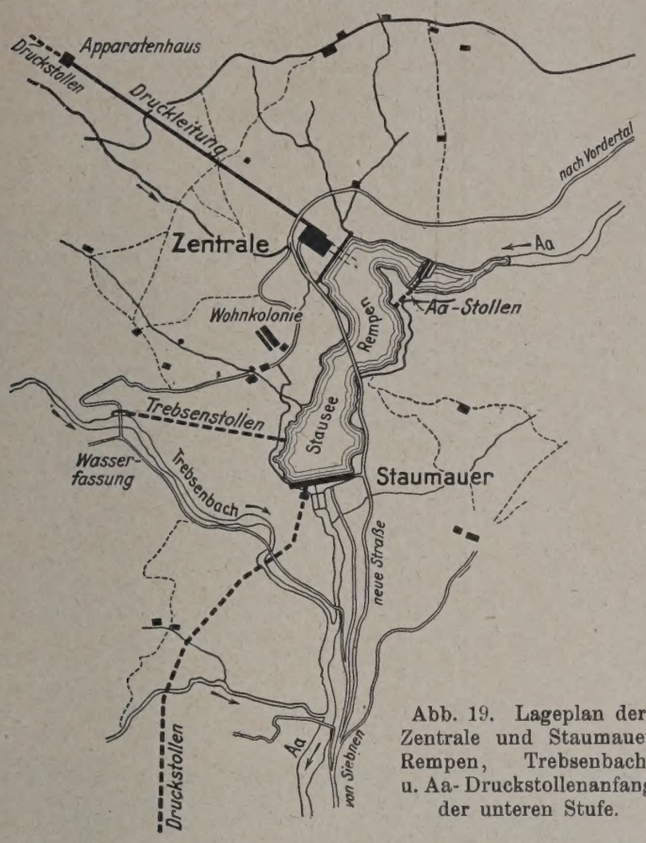


Abb. 19. Lageplan der Zentrale und Staumauer Rempen, Trebsenbach- u. Aa-Druckstollenanfang der unteren Stufe.

Verschalung, ähnlich wie im Druckstollen; die eine glatte Innenfläche ergab und einen Verputz ersparte. Der Auslauf ist viereckig in Eisenbeton ausgebildet.

Ein 43 m langer Umlaufstollen, in Abb. 19 mit Aa-Stollen bezeichnet, von 2,9 m Durchm. wurde ferner gebaut, um zusammen mit einem etwa 150 m hohen, oberhalb des Krafthauses angelegten Damm mit Überfallwehr die Turbinenausläufe vor dem Geschiebe der Aa zu schützen. Beim Einlauf hat der Stollen 3,80 m Durchm., das Gefälle beträgt 30‰, am Einlauf 220‰ und am Auslauf 350‰. Mit Rücksicht auf die Beanspruchung durch gelegentlich mit dem Wasser mitgeführtes Geschiebe erhielt der Stollen eine Betonauskleidung von 35 bis 45 cm Stärke. Durch Dammbalken kann er abgeschlossen werden.

Die letztgenannten Arbeiten, wozu noch Straßenverlegungen und eine dadurch bedingte Aa-Brücke kamen, wurden ausgeführt von der Unternehmung Locher & Co., Zürich.

Der 2514 m lange Druckstollen der unteren Stufe zeigt im wesentlichen die gleiche Ausführung wie der der oberen Stufe. Er hat gleichfalls einen lichten Durchmesser von 3,60 m, der in den Strecken mit zugfester Dichtungschale aus 7 cm eisenbewehrtem Torkret entsprechend nur 3,44 m Durchm. hat, und liegt in Mergeln, Sandstein und Nagelfluh. Bis auf eine Stelle, die bei km 0,45 bis 0,50 in der Moräne eines ehemaligen Flußbettes angetroffen wurde und mit Getriebezimmerung bewältigt werden mußte, war das Gebirge verhältnismäßig trocken und standfest. Der Stollen hat ein Gefälle von 5,8‰, der Einlauf liegt in der Rempenstaumauer selbst (Abb. 20).

Der Vortrieb geschah von den beiden Enden und von den beiden je etwa 120 m langen Fensterstollen Langweid bei km 1,529 und

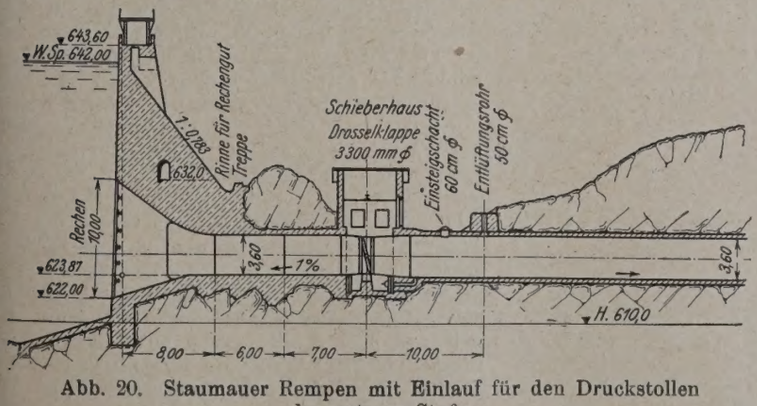


Abb. 20. Staumauer Rempen mit Einlauf für den Druckstollen der unteren Stufe.

Lochweid bei km 2,085 aus; er begann im Juni 1922 am Nordende; der letzte Durchschlag geschah am 26. IV. 1923 in dem Teil Langweid-Trebsenbach bei km 0,8118.

Gebohrt und gesprengt wurde ähnlich wie im oberen Stollen, d. h. es wurde zunächst ein Richtstollen vorgetrieben auf etwa 30 m Länge, hier in den Abmessungen 2,6 · 2,2 m, also in einem Ausbruchquerschnitt von 5,7 m², dann folgte auf etwa 30 m Länge Firstschlitz und Kalottenausweitung, auf weitere 20 m Seitenausweitung mit Herstelluug der Sohlenbetonierung. Zum Bohren wurden 18 kg schwere Bohrhämmer von Fröhlich & Klüpfel verwendet. Gefördert wurde ebenfalls auf Gleis von 60 cm Spur im Gefälle von Hand und in der Steigung mit 10-PS-Benzinlokomotiven.

Für die Ausbetonierung galten dieselben Zahlen, wie die in der Tabelle für den oberen Stollen angegebenen. Für die Verschalung wurden ebenfalls Blechsegmente auf dreiteiligen, diametral durch wagerechte I-Eisen ausgesteiften Lehrbogen aus T-Eisen verwendet. Ebenfalls war auch dieser Stollen einer Druckprobe unterzogen worden, und auf Grund ihrer Ergebnisse erhielt er nur im ganzen auf etwa 400 m, u. a. auch grundsätzlich je 5 m links und rechts im Anschluß an die Fensterstolleneinmündungen eine zugfeste, 7 bis 8 cm starke Abdichtung aus Eisentorkret, ähnlich wie der obere Stollen. Nur wurden hier nicht zusammengeschweißte geschlossene Ringe für die Bewehrung verwendet, sondern die mit umgebogenen und überstehenden Enden versehenen gekrümmten Rundeisenstücke von 14 bis 22 mm, ausnahmsweise 36 mm Durchm., wurden im Abstande von 6 bis 8 cm spiralförmig angeordnet.

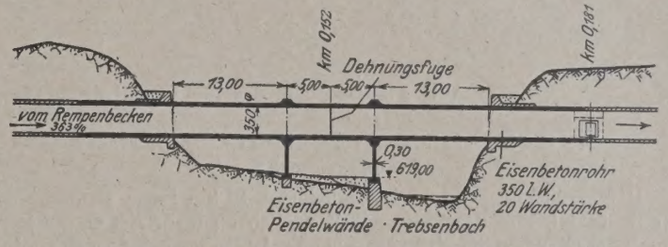


Abb. 21. Druckrohr-Brücke über den Trebsenbach.

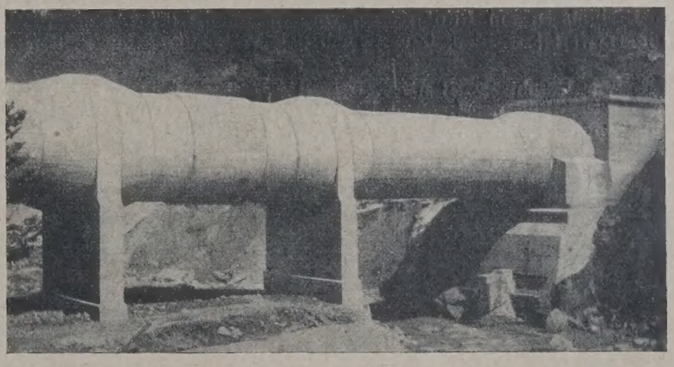


Abb. 22. Ansicht der Druckrohr-Brücke über den Trebsenbach.

Besonders bemerkenswert ist die Stelle, an der der Druckstollen den Lauf des Trebsenbaches kreuzt (Abb. 11 u. 19). Der Druckstollen überbrückt hier als biegungsfestes Eisenbetondruckrohr auf etwa 30 m Spannweite mit zwei Zwischenstützen den Bach (Abb. 21 u. 22). Diese Pfeiler waren während des Baues als Pendelstützen ausgeführt, ebenso war während des Baues in der Mitte zwischen den Stützen eine das Schwinden des Betons berücksichtigende Dehnungsfuge angeordnet, die nach Fertigstellung des Bauwerks mit einem breiten Torkretring von etwa 10 cm Stärke überdeckt wurde; ebenso wurden dann die Pfeiler zu festen Mauern ausbetoniert. Abmessungen und Anordnung der Anschlüsse sind ohne nähere Erklärung aus Abb. 21 ersichtlich.

Das Wasserschloß, ähnlich ausgebildet wie das der oberen Stufe, erhebt sich am Ende eines rechts abzweigenden Reservoirstollens; kurz hinter dem Wasserschloß setzt das sogenannte „Hosenrohr“ an, d. h. die Gabelung, die den Wasserzufluß in zwei Stränge teilt, die dann hinter dem Apparatenhaus als eiserne Druckrohrleitung zum Krafthaus Siebnen führen.

Es ist beabsichtigt, später auch das Wasser des Trebsenbaches durch einen 2750 m langen Zuleitungsstollen unmittelbar dem Wasserschloß der oberen Stufe zuzuleiten, um es im Kraftwerk Rempen wirtschaftlicher als durch das Heraufpumpen ausnutzen zu können.

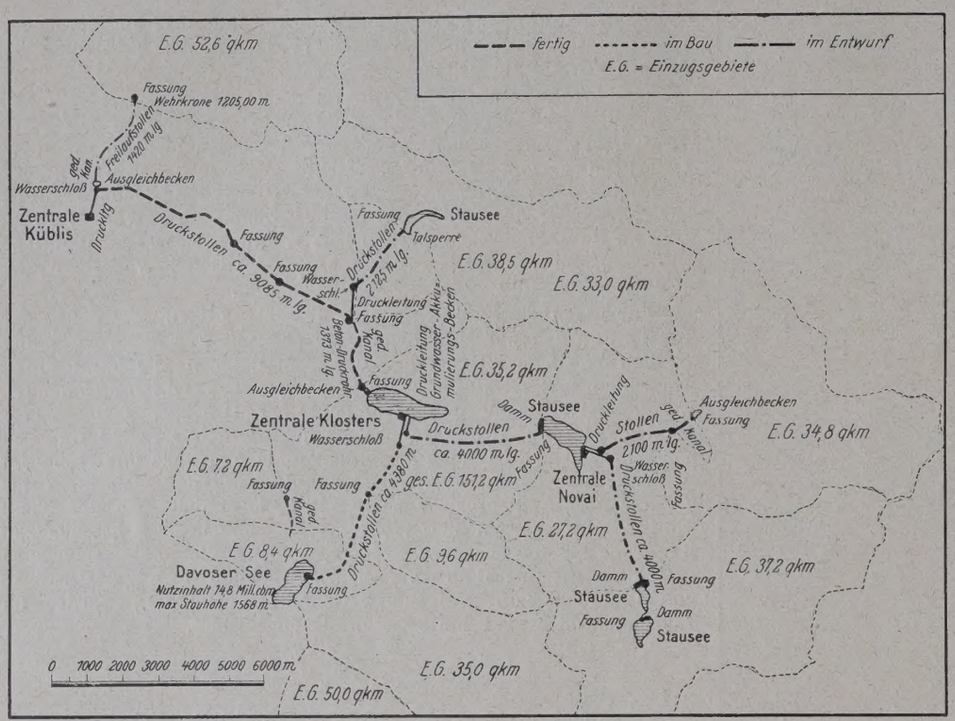


Abb. 23. Lageplan der Bündener Landquartwerke.

Die Kraftwerkstufe Davos—Klosters der Bündener Landquartwerke.

Der bereits im Betriebe befindliche rd. 10 km lange Druckstollen der Kraftwerkstufe Klosters—Küblis war schon mehrfach Gegenstand von Besprechungen im Schrifttum.[6]) Er ist bemerkenswert geworden dadurch, daß hier, ebenso wie beim Amsteger Reuß-Druckstollen die Ergebnisse der Schweizer Untersuchungen über Druckstollen, die nach den Ereignissen am Ritomstollen vorgenommen worden waren, erstmalig verwertet wurden, indem nach den Vorschlägen der Schweizer Ingenieure Studer, Büchi und Maillart durch die ausführende Unternehmung Simmonett & Co, Zürich, eine zugfeste Abdichtung ausgeführt wurde, wie sie gelegentlich der Besprechung des Druckstollens des Murgwerkes und des der unteren Stufe des Kraftwerkes Wäggital eben erwähnt wurde.

Im Bau befindlich ist jetzt die Stufe Davos—Klosters (Abb. 24), leider infolge finanzieller Schwierigkeiten stark verzögert. Nachdem mit den Arbeiten bereits im Frühjahr 1921 begonnen war, mußten sie im Oktober 1923 unterbrochen werden und ruhten auch noch zur Zeit der Besichtigung durch den Verfasser im August 1924 vollständig. Abb. 23 zeigt den durch eine Tür verschlossenen Stollen am unteren Ende.

Um das Einlaufbauwerk im Trockenen herstellen zu können, war der Spiegel des Davoser Sees durch Pumpen abgesenkt worden, gleichzeitig war der Schieberschacht hergestellt worden, so daß jetzt bei gefülltem See der Absperrschieber unter Druck steht.

Der damals vollkommen durchgeschlagene, aber noch nicht fertig ausgekleidete, rd. 5000 m lange, hauptsächlich im Gneis liegende Druckstollen erhält einen lichten Kleinstdurchmesser von 1,90 m. Der Ausbruchquerschnitt betrug 3,8 bis 4,5 m². Gebohrt wurde im Vortrieb mit zwei Sullivan-Preßluft-Bohrhämmern D. P. 32 und auch mit Flottmannhämmern, Bohrlochdurchmesser etwa durchschnittlich 33 mm. Gesprengt wurde mit Telsit, einem Ammonsalpeter-Nitroglyzerin-Sprengstoff von ähnlicher Zusammensetzung wie die schon erwähnten Schweizer Sprengstoffe Gamsit und Aldorfit; der Verbrauch belief sich auf 1,93 bis 2,65 kg für 1 m³ Ausbruch — nach freundlicher Mitteilung des entwurfbearbeitenden und bauleitenden Ingenieurbureaus Moor-Zürich.

Der Stollen wurde durch Abpressungen auf Wasserverluste geprüft. Es wurden dazu kegelförmige, aus Segmenten zusammengesetzte Abpreßdeckel von 12 mm Stärke und ähnlicher Bauart verwendet wie im Wäggital, und wie sie zum Schluß noch beschrieben werden sollen. Wo das Gestein genügende Standfestigkeit und Dichte hat, soll es ohne Ausmauerung bleiben und erhält nur zum Schutz gegen späteres Abbröckeln infolge Angriffs des durchfließenden Wassers eine dünne Torkretschicht. Da diese Schicht nicht etwa alle Vertiefungen

[6]) Vergl. Schweiz. Bauztg. 1921, Bd. 78, Nr. 12: Die Landquartwerke der „Bündener Kraftwerke"; Effenberger, Über das Druckstollenproblem, Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1923, Nr. 42/43.

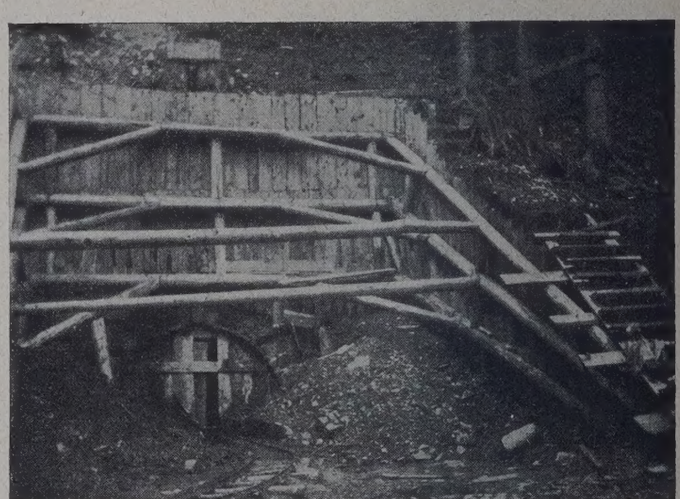


Abb. 25. Wegen Stillegung der Bauarbeiten durch eine Tür abgeschlossener Stollenmund.

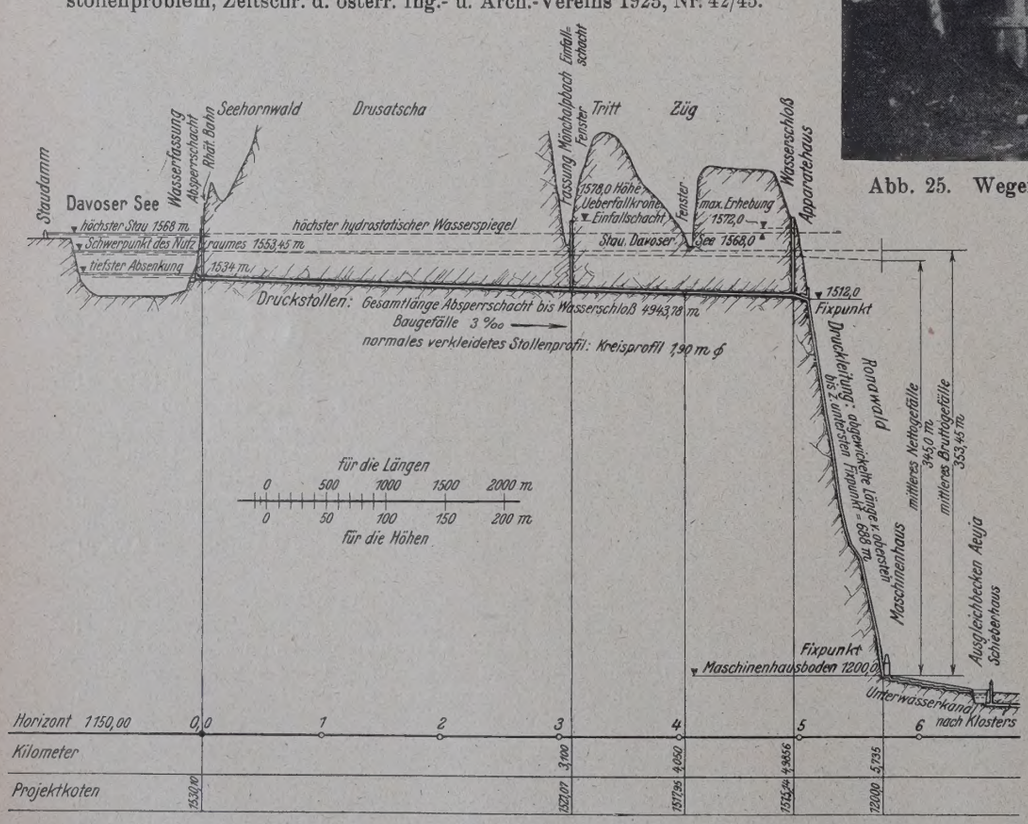


Abb. 24. Längsschnitt der Kraftwerkstufe Davos—Klosters.

ausfüllt und Vorsprünge verschwinden läßt, sondern nur einen Überzug bildet, so wird der Querschnitt in diesen Strecken entsprechend größer belassen, etwa 2,20 m Durchm. und mehr.

Abb. 23 zeigt, in welchem Umfange die Gesamtanlage vergrößert werden soll.

Das Spullersee-Werk

ist bekannt geworden durch die umfassenden Versuche und Untersuchungen, die, im Hinblick auf die Rissebildungen in der Ausmauerung des Ritomdruckstollens, zur Erlangung einer geeigneten Druckstollenverkleidung vorgenommen wurden.[7])

Abb. 26 zeigt seine Lage nördlich Station Danöfen der Arlbergbahn, für deren Elektrisierung es auch in erster Linie vorgesehen ist, und zwar gemeinsam mit dem Ruetzwerk auf der Ostseite des Arlberges[8]), südlich von Innsbruck. Das Spullersee-Werk erhält einen Speicher von 12 m³ Nutzinhalt. Dieser wird geschaffen durch den Bau zweier Schwergewichtstaumauern, einer südlichen von 34 m höchster Höhe, 278 m Kronenlänge und 57 000 m³ Inhalt aus Stampfbeton mit Steinblockeinlagen und einer nördlichen, der südlichen entsprechend ausgeführten, aber kleineren von 17 500 m³ Inhalt. Durch diese Mauern soll der Spiegel des etwa 19 m tiefen Spullersees von Höhe 1795 m über N.N. um 30 m auf 1825 m über N.N. gestaut werden. Das Einzugsgebiet beträgt 11,1 km², die Niederschlagmenge 25 Millionen m³/Jahr. Der Abfluß geschieht durch den Spreubach in die Alfenz, einen kleinen Nebenfluß der Jll, die ebenfalls zu Wasserkraftgewinnung ausgenutzt wird.

Es wurde zunächst an der Baustelle der südlichen Sperrmauer ein 90 m langer Stollen von 2,2 m Höhe und 1,7 m Breite gegen die Seeseite zu vorgetrieben und der See durch diesen um 13 m bis auf Höhe 1782 m abgesenkt, um Staumauer und Einlaufbauwerk im Trockenen ausführen zu können. Dieser Stollen dient dann, mit Rechen und Schieberkammer versehen und mit einem Eisenrohr von 1 m Durchm. und 8 mm Stärke, als Grundablaß (Abb. 27).

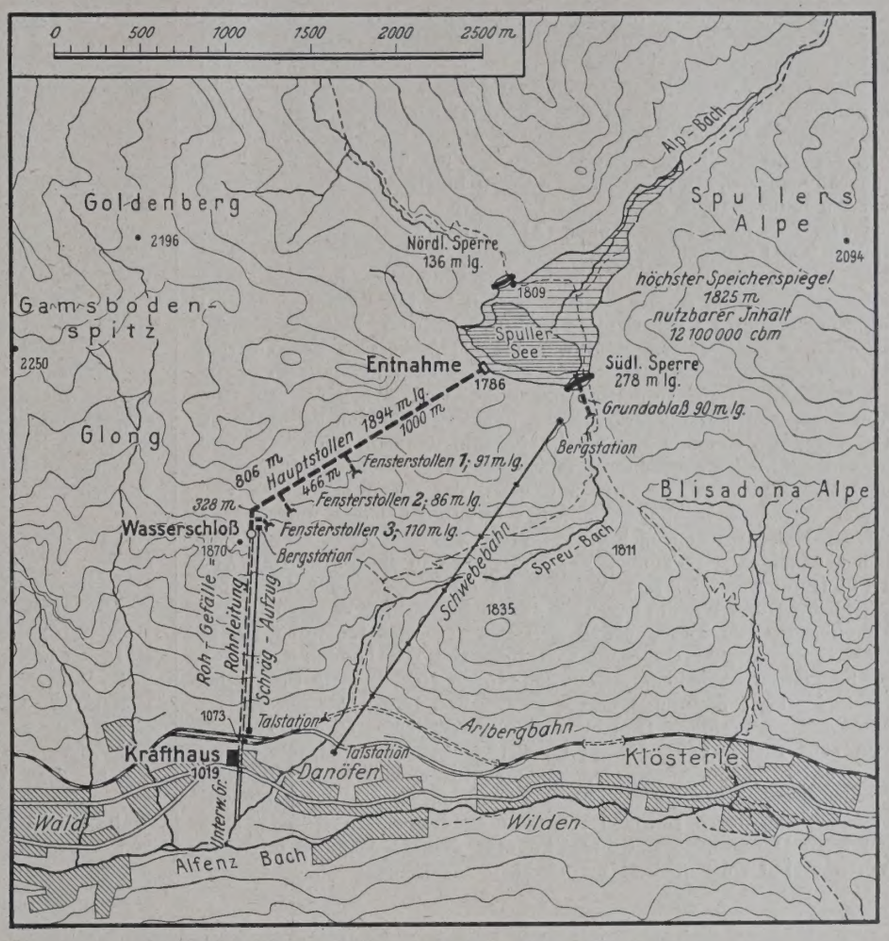


Abb. 26. Lageplan des Spullersee-Werks.

[7]) Effenberger a. a. O.; Kargl, Zur Elektrisierung der österr. Bundesbahnen, Die Wasserkraft 1923, Nr. 23/24.

[8]) Vergl. hierzu: Das Ruetzwerk, Selbstverlag der Unternehmung Innerebner & Mayer, Innsbruck 1924.

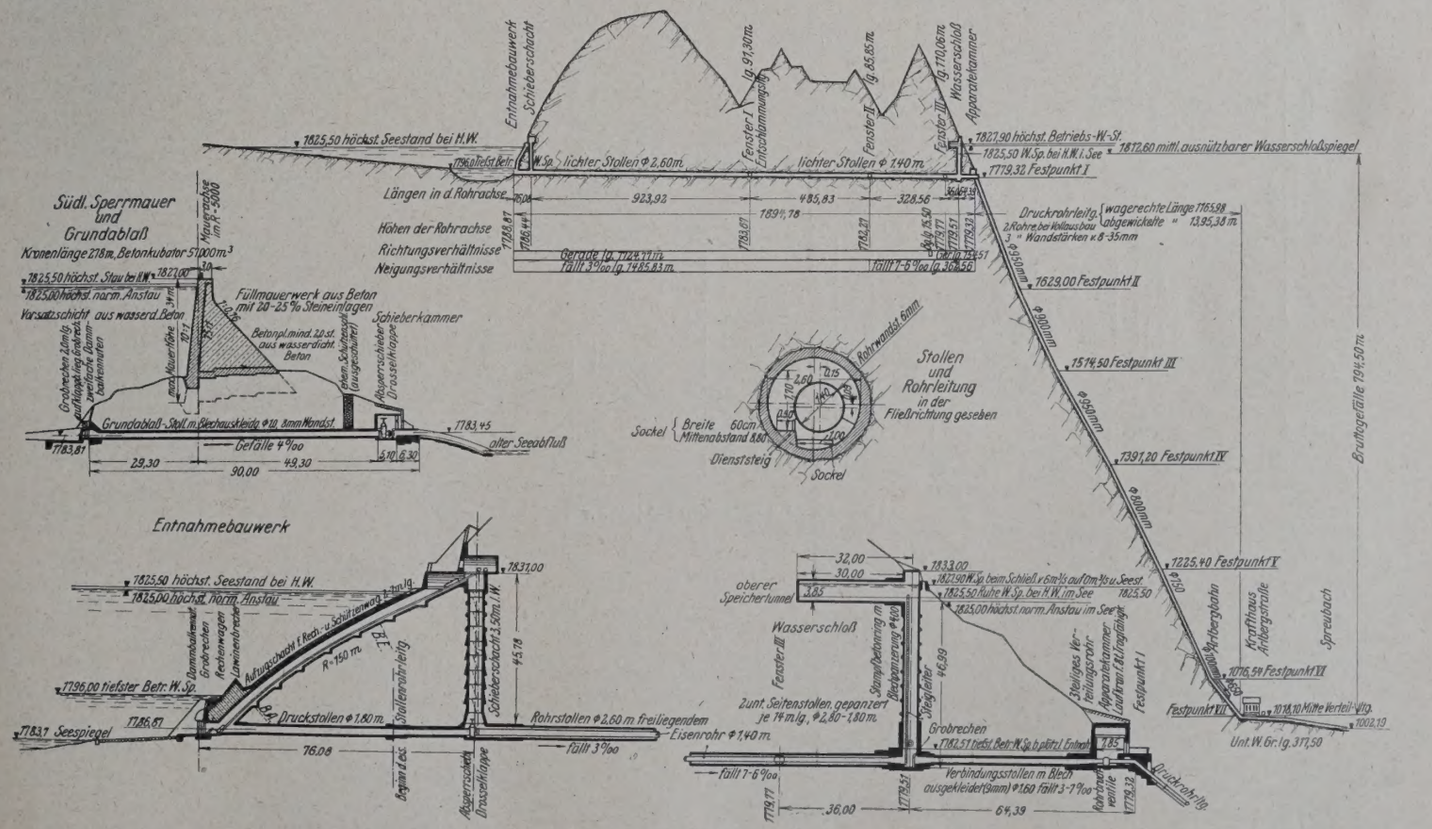


Abb. 27. Spullersee-Werk. Schnitt durch Gesamtanlage, Grundablaßstollen, Druckstollen, Entnahmebauwerk und Wasserschloß.

Das Einlaufbauwerk liegt um 3 m höher als der Grundablaßstollen, etwa 550 m westlich von diesem und der südlichen Sperrmauer. Es hat, ähnlich wie beim Wäggital, einen Rechenwagen, der auf Schienen in die über dem rd. 46 m hohen und 4,5 m weiten Schieberschacht befindliche Windwerkkammer zum Reinigen hochgezogen werden kann, unterscheidet sich aber von der gleichen Anlage im Wäggital dadurch, daß die Aufzugbahn hier wegen Lawinengefahr überdeckt als Schrägschacht hergestellt und über dem Einlauf Lawinenbrecher vorgesehen werden mußten (Abb. 27).

Der 1894,78 m lange Stollen (Abb. 27) war zunächst als Druckstollen von 1,8 m lichtem Durchmesser für einen Größtdruck von rund 5 at geplant. Er liegt in Kreide, Lias-Fleckenmergel, Jurakalk, dann folgen Kössener Schichten, Plattenkalk und bis km 1,1 Hauptdolomit; während bis km 1,1 das Gebirge standfest, aber zur Zeit der Schneeschmelze stark wasserführend war, bis 400 l/Sek., und den Vortrieb in dieser Zeit sehr hemmte, war das Gestein der Dolomitstrecke häufig stark zerklüftet und zermürbt und erforderte starken Ausbau, zum Teil sogar Getriebezimmerung. Mit Rücksicht auf den bedenklichen Charakter des Gesteins und im Hinblick auf die beim Ritomwerk und an anderen Stellen gemachten Erfahrungen mit gerissenen Druckstollenauskleidungen wurde er dann auf Grund der schon erwähnten Versuche und Untersuchungen, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll, zu denen auch Probeabpressungen gehörten, als gewöhnlicher ausbetonierter Tunnel mit frei verlegtem Eisendruckrohr von 1,4 m Durchm. und 6 mm Wandstärke ausgeführt. Zur leichteren Ausführung und um ihn begehbar zu machen, erhielt er einen lichten Durchmesser von 2,6 m, so daß sich mit der Ausbetonierung der in Abb. 27 dargestellte Querschnitt ergibt. Um ein Durchqueren von Schluchten zu vermeiden, wurde der Stollen entsprechend tief in das Gebirge gelegt; dadurch war die scharfe Krümmung kurz vor dem Wasserschloß nötig. — Drei Fensterstollen ermöglichten den Vortrieb von acht Stellen aus, der am 15. X. 1920 beim Einlauf mit Handbohrbetrieb begonnen wurde. Später wurde mit Flottmannbohrhämmern gebohrt. Der Vortrieb wurde durch Streiks, durch Wassereinbruch und durch Lawinen verzögert, so daß erst am 28. IV. 1922 der letzte Durchschlag stattfinden konnte. Nähere Angaben über den Vortrieb sind vorläufig leider noch nicht bekanntgegeben.

Nur auf das kurze Stück vom Einlauf bis zum Beginn der Stollendruckleitung (Abb. 27) im festen Kreideschiefer wurde der Stollen als Druckstollen von 1,80 m lichtem Durchmesser mit Betonausmauerung und Zementmörtelhinterpressungen ausgeführt. Betoniert wurde hinter Holzverschalung auf Lehrbogen aus T-Eisen. Anordnung und Abmessungen des Wasserschlosses mit zwei unteren, je 14 m langen senkrecht zur Stollenachse nach beiden Seiten abzweigenden, mit Eisen verkleideten Stollen und einem oberen 30 m langen „Speichertunnel“, sowie des 46 m langen Verbindungsstollens zwischen Wasserschloß und Apparatenkammer sind aus Abb. 27 ersichtlich. Die besprochenen Bauten wurden von der Innsbrucker Firma Innerebner & Mayer vorm. Riehl ausgeführt.

An das Apparatenhaus schließt dann vorläufig die zweiteilige, später dreiteilige, rd. 1700 m lange, von Thyssen, Mühlheim, gelieferte eiserne Druckrohrleitung, durch die das Wasser dem rd. 760 m tiefer liegenden Turbinen- und Krafthause zugeführt werden wird, die im ersten Ausbau für Höchstleistung von 24 000 PS erbaut wird; im späteren Ausbau sollen drei weitere Maschinensätze für ebenfalls 24 000 PS Höchstleistung zur Aufstellung kommen.

Am 26. I. 1925 soll das Werk erstmalig in Probebetrieb genommen worden sein.

Das Alfenzwerk.

In nächster Nähe des entstehenden großen Spullersee-Werks ist im Mai 1924 nach Entwürfen des Ingenieur-Bureaus Sonderegger, St. Gallen, dem auch die Bauleitung übertragen ist, mit dem Bau von Stollenanlagen für ein Kraftwerk der Vorarlberger Zementwerke Lorüns G. m. b. H., Bludenz begonnen worden. Um das Wasser der Alfenz, eines bei Lorüns in der Nähe von Bludenz, am Ausgang des Tales von Montafone in die Ill mündenden Nebenflüßchens, und ihr Gefälle von 61 m zwischen Radin und Lorüns nutzbar zu machen, soll ihr Wasser bei Radin mit Hilfe eines Stauwehrs gefaßt werden. Die Alfenz hat bei Radin ein Einzugsgebiet von etwa rd. 170 km²; das Wehr soll zwei Öffnungen von 12,5 m erhalten, die durch bewegliche Segmentschützen verschließbar gemacht werden. Es soll durch dieses Wehr ein Becken von etwa 16 000 m² Oberfläche bei einer Stauhöhe von 2,25 m über der heutigen Bachsohle geschaffen werden. Von diesem Becken soll das Wasser, 5 m³/Sek., nachdem es durch eine Ent-

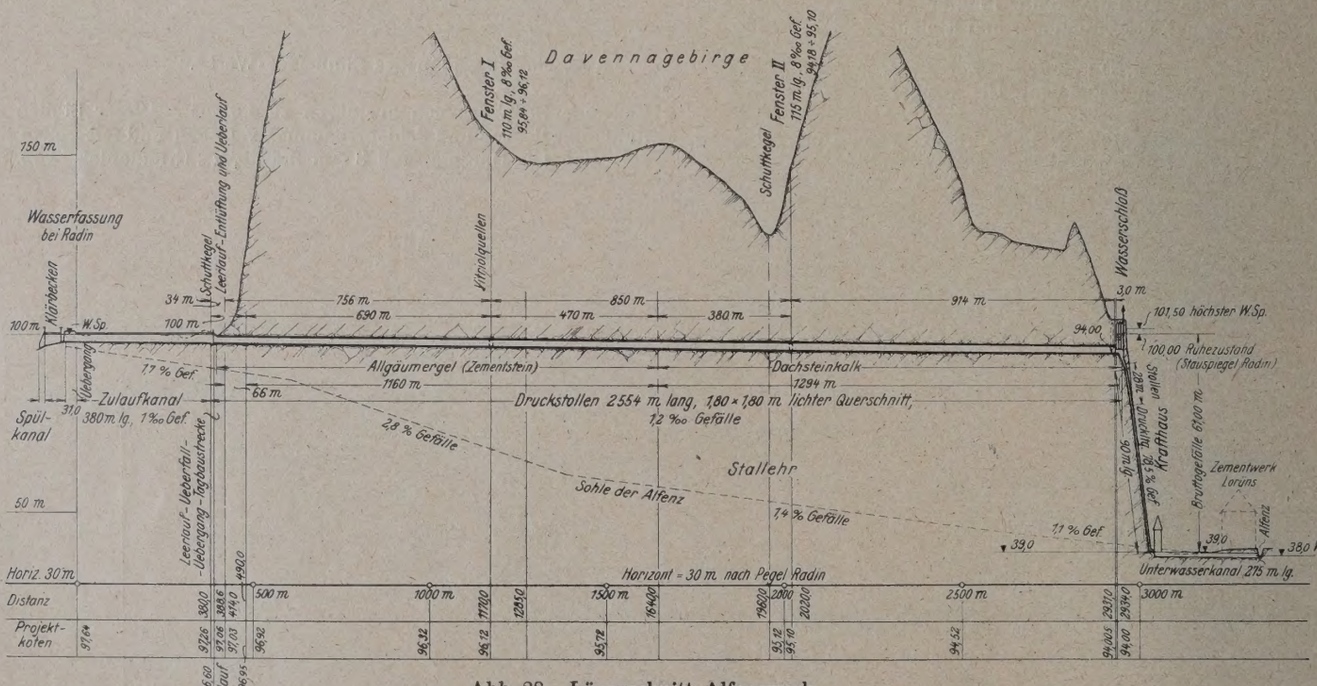


Abb. 28. Längsschnitt Alfenzwerk.

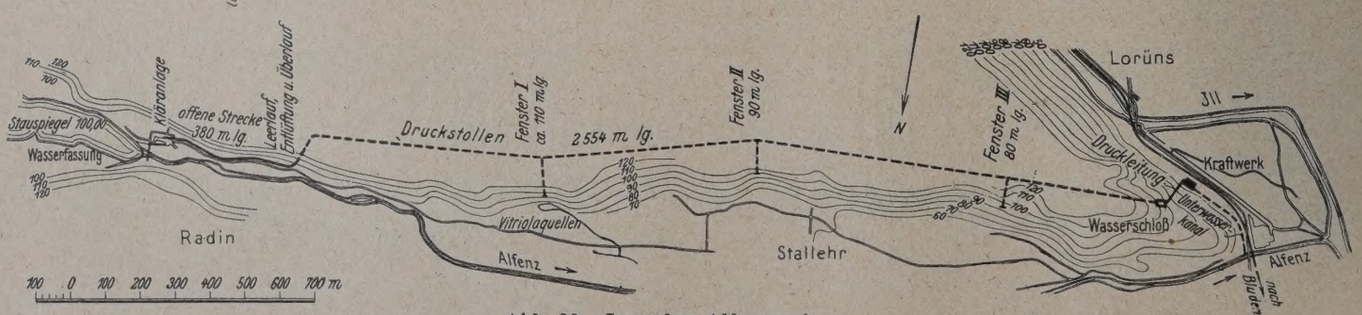


Abb. 30. Lageplan Alfenzwerk.

sendungsanlage gelaufen, zunächst durch einen 380 m langen offenen Zulaufkanal, dann durch einen 2554 m langen Stollen zu einem Wasserschloß und durch eine 90 m lange Druckrohrleitung mit 78,5 ‰ Gefälle, die auf 28 m in einen Schrägschacht zu liegen kommen soll, zum Krafthaus geleitet werden.

Da auch bei gestauter Alfenz der Stollen nur unter geringem Druck stehen wird (vergl. die Höhenangaben in Abb. 28), so erhält er ein für die Ausführung bequemeres, von der Kreisform abweichendes Profil. In Abb. 29 sind die vorgesehenen Ausmauerungsquerschnitte dargestellt. Der am Hang liegende Stollen konnte außer am Einlauf und von der Stelle des Wasserschlosses aus noch von sechs weiteren Angriffspunkten aus vorgetrieben werden, indem vom Hang aus quer zur Stollenachse drei Fensterstollen von 110, 90 und 80 m Länge aufgefahren wurden, von denen aus dann nach beiden Seiten der Hauptstollen getrieben wurde (Abb. 30). Dieser erhält ein Gefälle von 1,2 ‰ bei einem Ausbruchquerschnitt von 4 bis 5 m² und liegt im Dolomit (entgegen Abb. 28) im Algäumergel und Dachsteinkalk. Der Ausbruch kann zum großen Teil — ein gewiß selten vorkommender Fall — in dem Zementwerk unmittelbar zur Zementfabrikation verwendet werden. Für den im Mergel liegenden Fensterstollen II wurde ebenso wie für den Hauptstollen am Einlauf im Dolomit zu Beginn Handbohrung mit je zwei zweimännigen Schlagbohrern, Fäustelgewicht 1,5 bis 3 kg, 30 mm Durchm. angewendet, dann beim Einlauf ein Böhler-Preßlufthammer und im übrigen je zwei Flottmann-Hämmer, Bohrlochdurchmesser 30 bis 40 mm. Es wurden im Dolomit je Angriff 9 bis 12 von Hand 0,80 bis 0,90 m lange und mit Bohrhammer 1,0 m lange Löcher gebohrt, im festen Kalk 0,65 m lange von Hand und 1,0 m lange mit Bohrhammer, und zwar 11 bezw. 17 bis 18 Stück bei einem schon genannten Ausbruchquerschnitt von rd. 4 m². Gesprengt wurde mit österreichischem Dynamit I von gleicher oder ähnlicher Zusammensetzung wie das deutsche und mit Dynamon, einem Ammonsalpetersprengstoff (bei 87 % Ammonsalpetergehalt) von gleicher Zusammensetzung wie unser Ammonit.[9])

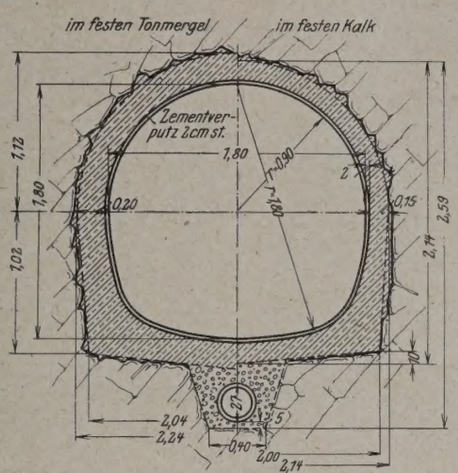


Abb. 29. Beabsichtigte Ausmauerungsquerschnitte für den Alfenz-Zulaufstollen.

Der Verbrauch betrug durchschnittlich im Dolomit etwa 2,20 kg Dynamit und 0,55 kg Dynamon für 1 m³ Ausbruch, im festen Mergel 1,95 Dynamit und 0,55 Dynamon, im Dachsteinkalk 2,0 bis 3,1 Dynamit und 0,53 bis 0,87 kg Dynamon nach Mitteilung des Bauleitenden, Ingenieur Hew. Der Einbruch wurde italienisch, d. h. oben geschossen.

Die Arbeiten werden ausgeführt von den Vorarlberger Zementwerken Lorüns G m. b. H. „en régie cointéressée“ mit der Unternehmung Innerebner & Mayer, Innsbruck.

Das Bärenwerk bei Bruck-Fusch in Salzburg.

Es wurde erbaut von der Salzburger A.-G. für Elektrizitätswirtschaft mit finanzieller Unterstützung der Württembergischen Elektrizitäts-A.-G. in Stuttgart.

Das „Bärenwerk“, so benannt nach der in der Nähe entspringenden „Bärenquelle“, nutzt das Wasser der Fuscher Ache aus, eines Nebenflusses der Salzach, zwischen dem aus zwei Gasthöfen bestehenden, landschaftlich schön gelegenen kleinen Ort Ferleiten in Höhe 1123 m über N. N. und Dorf Fusch in Höhe 835,37 m über N. N. mit einem Nutzgefälle von 275,38 m. Das 69,1 km² große Einzugsgebiet liegt innerhalb der Erhebungen der Glocknergruppe der Hohen-Tauern (Abb. 31) und deren Gletscher, die auch im Winter einen Kleinstabfluß von 1,2 m³/Sek. gewährleisten, in den Sommermonaten, Juni bis September, während der Schneeschmelze, einen Abfluß bis zu 6 m³/Sek. Die Maschinenanlagen im Krafthaus sind für Leistungen bis zu 10 700 PS gebaut, und es soll eine Jahres-Energiemenge von 40 Millionen kWh gewonnen werden.

Da man sich nicht dazu entschließen konnte, das allen Touristen wohlbekannte Ferleitener Tal, den Ausgangspunkt zahlreicher Bergwanderungen in das Gebiet der Hohen-Tauern, zugunsten eines Stausees zu opfern, trotzdem es sich wohl dazu eignen würde, wurde die Wasserfassung ohne Stau mit beweglichem selbsttätigem, 10 m weitem Dachwehr, Patent Huber & Lutz, ausgeführt, unmittelbar südlich Ferleiten in Höhe von 1120 m über N. N, anschließend daran das Einlaufwerk, das grobe Sinkstoffe vor Eintritt in den Stollen zurückhält. Durch einen 420 m langen Freispiegel-Zulaufstollen fließt das Wasser zunächst in eine nach Patent Büchi angelegte Entsandungsanlage, wo es von allen Sinkstoffen befreit wird. Von hier wird es durch einen 3600 m langen kreisrunden Stollen von 1,8 m lichtem Durchmesser mit einem Gefälle von 1,17 ‰ zu Wasserschloß, Apparatenkammer, zur eisernen Druckrohrleitung und durch diese hinab zum Krafthaus geführt (Abb. 33).

Abb. 31. Einzugsgebiet des Bärenwerks bei Bruck Fusch.

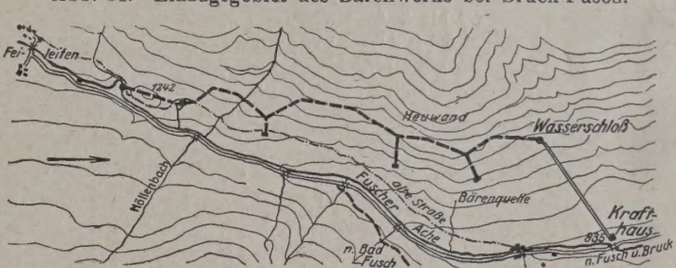
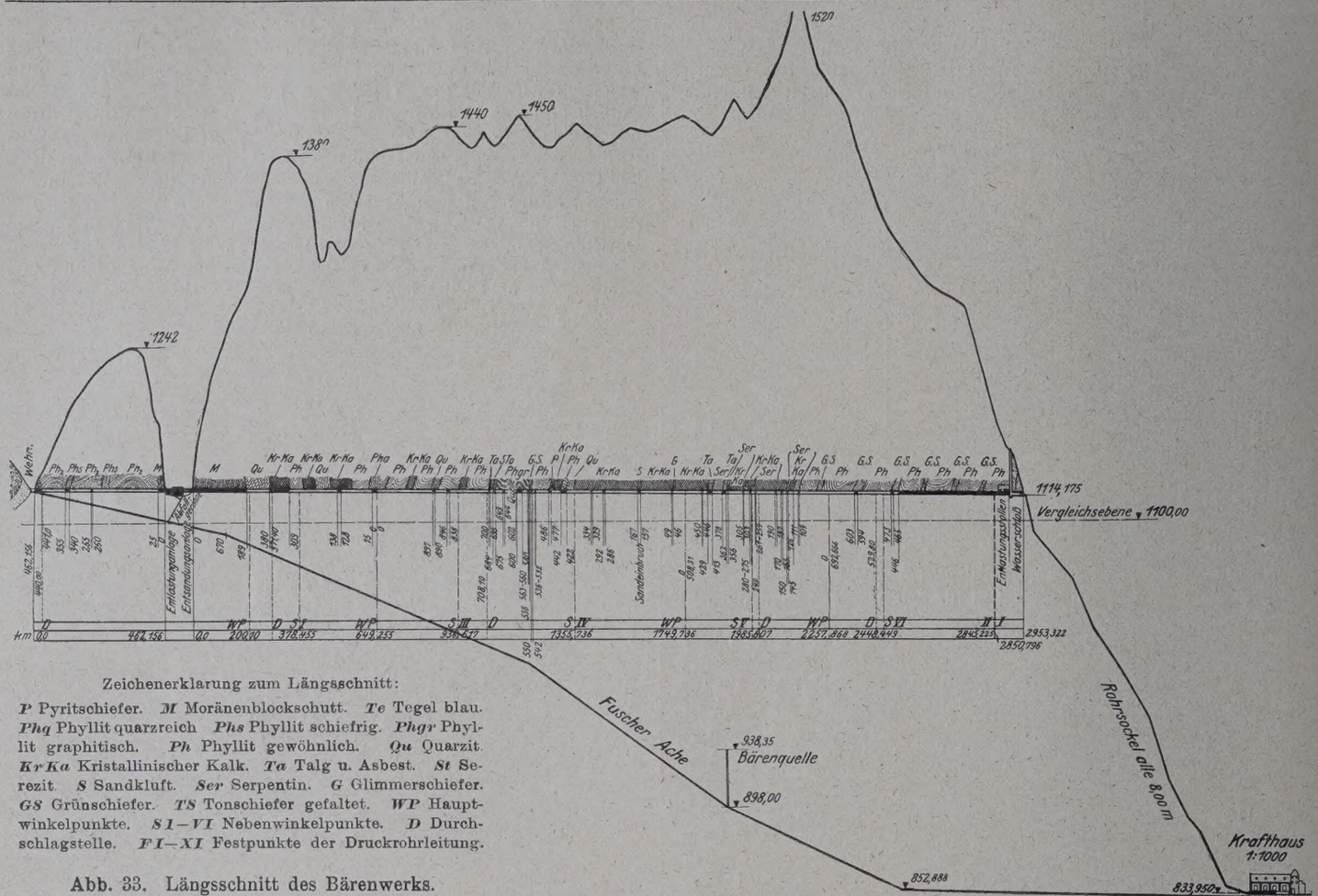


Abb. 32. Lageplan des Bärenwerks.

Die Stollen liegen hauptsächlich in hartem, mit Quarzadern durchsetztem, wasserführendem Urgebirgskalk der „Heuwand“, eines Ausläufers des „Hohen Tenn“. Serezit, Serpentin, der teilweise verwittert und asbestartig war, und Einsprengungen von Schwefelkies kamen auch vor. Das ausgebrochene Gestein war zum großen Teil zur Betonaufbereitung verwendbar.

Der Hauptstollen wurde von acht Stellen aus vorgetrieben, da durch drei Fensterstollen außer den beiden Enden sechs weitere Angriffe geschaffen worden waren. Gebohrt wurde in schwerem Gestein anfangs zum Teil mit elektro-pneumatischen Ingersoll-Temple-„Pulsator“-Bohrmaschinen, in der Hauptsache jedoch mit Böhler-Preßluft-Bohrhämmern B. H. 140, 15 kg schwer, und schweren Demag-Hämmern. Da die Pulsatormaschine im engen Stollen zu sperrig ist, und den Bohrbetrieb verzögert, weil nur jeweils ein Loch gebohrt werden kann, während im Bohrhammerbetrieb im 4-m²-Stollen zeitweise drei Maschinen gleichzeitig arbeiten konnten, wurde sie wieder aufgegeben. Im Kalk wurde mit einfachen Meißelschneiden gebohrt, Bohrlochdurchmesser durchschnittlich rd. 40 mm, im Quarzit jedoch mußte mit vier- und sechsschneidigen Kronenbohrern gearbeitet werden, und trotzdem war der Bohrkronenverbrauch dort erheblich, nach Mitteilung auf der Baustelle 30 bis 40 Stück für 1 m Bohrloch. Die Brust erhielt im Kalk für jeden Angriff 12 bis 14 Löcher von 1,0 bis 1,1 m Länge. Der Einbruch wurde oben — „italienisch“ — geschossen mit Sprenggelatine. Im übrigen wurde zum Sprengen Dynamit OHg

[9]) Lfd. Nr. 19 der Liste A der amtlichen Textausgabe des Grubensicherungsamts im Preußischen Ministerium für Handel und Gewerbe.



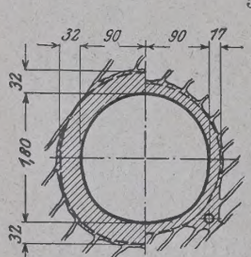
Zeichenerklarung zum Längsschnitt:

P Pyritschiefer. *M* Moränenblockschutt. *Te* Tegel blau. *Phq* Phyllit quarzreich *Phs* Phyllit schiefrig. *Phgr* Phyllit graphitisch. *Ph* Phyllit gewöhnlich. *Qu* Quarzit. *KrKa* Kristallinischer Kalk. *Ta* Talg u. Asbest. *St* Serezit. *S* Sandkluft. *Ser* Serpentin. *G* Glimmerschiefer. *GS* Grünschiefer. *TS* Tonschiefer gefaltet. *WP* Hauptwinkelpunkte. *SI—VI* Nebenwinkelpunkte. *D* Durchschlagstelle. *FI—XI* Festpunkte der Druckrohrleitung.

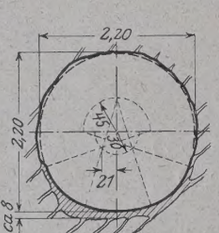
Abb. 33. Längsschnitt des Bärenwerks.

verwendet, das nach Mitteilung der Österr. Sprengmittelmonopol-Verwaltung folgende Zusammensetzung hat:

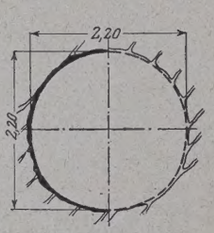
52 bis 56 % Nitroglyzerin,
1,5 bis 3 % Kollodiumwolle,
35 bis 40 % Alkalinitrate,
3 bis 6 % Holzmehl.



Stampfbetonausmauerung 17—32 cm st.

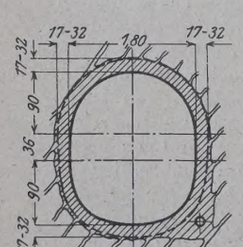


Rauher Handverputz. Sohle betoniert und grob verputzt.

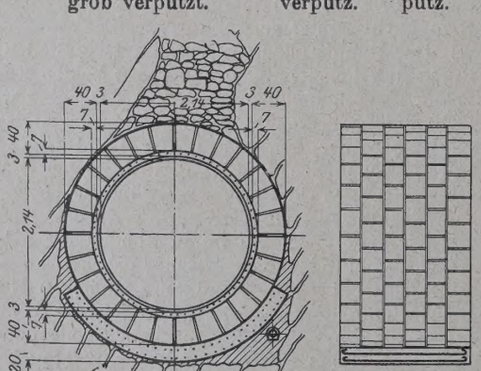


Nur rauher Handverputz.

Reiner Fels ohne jeden Verputz.



Ausmauerung 17—32 cm in einem Fensterstollen.



Sandeinbruchstelle: Ausmauerung 40 cm st.; innere Leibung und Sohle Eisenbeton.

Abb. 34. Stollenquerschnitte Bärenwerk.

Der Verbrauch betrug für 1 m³ Ausbruch im festen Kalk nach freundlicher Mitteilung des bauleitenden Ingenieurs Kellner 3,8 bis 4 kg, dazu 8 m „Sumpfzündschnur“ und 6,5 Stück Sprengkapseln Nr. 6.

Zur Erleichterung des Aufladens der Ausbruchmassen wurde vor dem Sprengen vor Ort jeweils ein Schutterblech verlegt. Gefördert wurde bis zu 600 m von Hand auf Gleis von 60 und 70 cm Spurweite, über 600 m Entfernung mit benzol-elektrischen Lokomotiven „Gebus“ der Maschinenfabrik M. Gelinek-Salzburg. Die zu kurzen, nur 2 m langen Gleisstücke führten verschiedentlich zu Achsbrüchen; die verschiedenen Spurweiten waren nicht vorteilhaft. Gelobt wurde die „Gebus“-Lokomotive, über die in der Schlußbetrachtung noch etwas zu sagen sein wird. Der letzte Durchschlag des Stollens fand in feierlich begangener Weise am 24. IV. 1924 statt.

Da der Stollen in seinem untersten Teil, beim Wasserschloß, unter einem Höchstdruck von 0,6 at steht, so erhielt er nur stellenweise eine nicht bewehrte, bis 30 cm starke Betonverkleidung im Mischungsverhältnis 1 : 7 bis 1 : 9 (Abb. 34).

Als Verschalung dienten Holzbretter auf hölzernen Lehrbogen, dort „Ramenaden“ genannt, im Scheitel für das Stampfen in der Achsrichtung hölzerne, etwa 60 cm lange Querbretter (Abb. 35). In den übrigen Strecken wurde der Stollen zum Teil unverkleidet gelassen; auch von einem dichtenden Torkretverputz oder -überzug, der gegen ein etwaiges Abbröckeln des durch das Sprengen doch teilweise etwas zermürbten Gesteins Sicherheit geben würde, wurde aus Ersparnisrücksichten Abstand genommen. Es ist zu wünschen, daß die Betriebserfahrung diese Rücksicht später rechtfertigen läßt.

Das Wasserschloß besteht aus einem bis zur Oberfläche geführten 40 m hohen Schacht von 3 m Durchm. und Entlastungsstollen. Abb. 36 zeigt den Blick vom Entlastungsstollen gegen den Steigschacht des Wasserschlosses. Die Querrippen im Vordergrunde sollen zur Aufnahme seitlichen Bergdrucks dienen. An das Wasserschloß schließt sich dann die Apparatenkammer an mit den selbsttätigen Absperrvorrichtungen der beiden Druckrohre von 700 und 800 m lichtem Durchmesser.

Die Bauarbeiten, bereits im Frühjahr 1921 begonnen, wurden mehrfach durch die Geldentwertung und die dadurch bedingten Einschränkungen stark verzögert. Erst Ende des Jahres 1924 ist die Anlage so weit fertiggestellt worden, daß die Turbinen erstmalig am

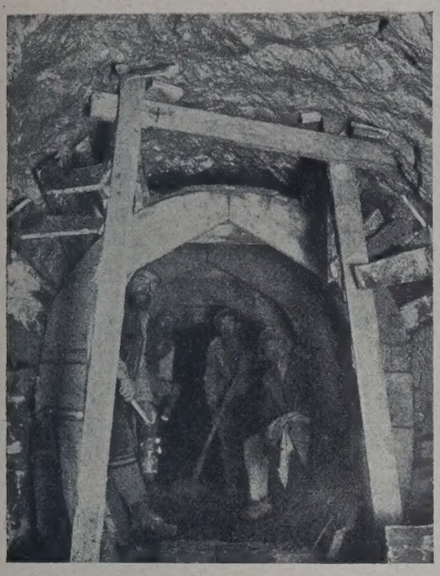


Abb. 35. Holzverschalung mit kurzen Querbrettern im Scheitel für das „Vor-Kopf-Betonieren".

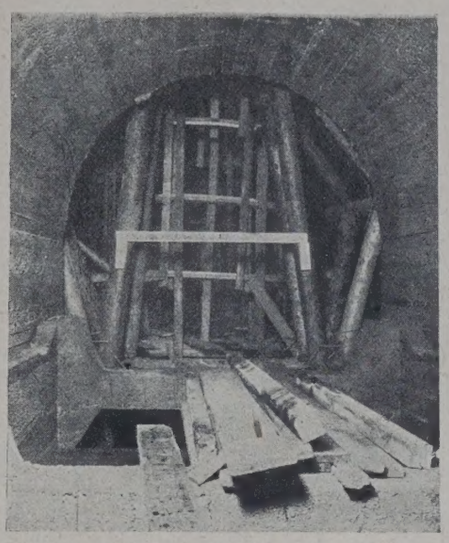


Abb. 36. Blick vom Entlastungsstollen gegen den Schacht des Wasserschlosses.

16. XII. 1924 probeweise im Krafthaus in Betrieb gesetzt werden konnten.

Die genannten Bauwerke wurden hergestellt von der Unternehmung Pittel & Brausewetter, Wien.

Das Bärenwerk ist seit 18. XII. 1924 im Betrieb.

Das Strubklamm-Werk.

Ebenfalls von der Salzburger A.-G. für Elektrizitätswirtschaft mit finanzieller Unterstützung der Württembergischen Elektrizitäts-A.-G. in Stuttgart wurde dieses Werk erbaut zur Ausnutzung des Almbachwassers als oberste Stufe zu dem bereits seit dem Jahre 1913 in Betrieb befindlichen Wiestal-Werk, südöstlich der Stadt Salzburg[10]) (Abb. 37).

Das Wasser des Almbachs, das bis dahin dem Wiestalstausee unbenutzt zufloß, wird nunmehr in der Strubklamm bei Faistenau durch eine 80 m lange, 36,5 m hohe und mit 75 m Halbmesser gekrümmte Staumauer aus Stampfbeton, die auf der Wasserseite mit einer Torkretschicht abgedichtet ist, zu einem Becken von 2,5 Millionen m³ gestaut. Zur Trockenlegung der Baustelle wurde auch hier zunächst ein Umlaufstollen, 77 m lang, vorgetrieben, der der fertigen Stauanlage dann als Grundablaß dient und daher durch zwei eiserne Schützen verschließbar gemacht worden ist.

Von dem Staubecken wird das Wasser durch einen 2415 m langen Druckstollen von 3,3 m² lichtem, kreisförmigem Querschnitt, 2,05 m Durchm., mit einem Gefälle von 1 ‰ zu dem Wasserschloß geleitet. Dieser Stollen liegt auf dem linken Strubklamm-Ufer, im festen Hauptdolomit, in dem eine Auszimmerung — außer in einer Lehmspalte — während des Vortriebs und Ausbaues nicht erforderlich war. Näheres ist aus Abb. 39 ersichtlich.

Der Wasserandrang war mäßig. Der Vortriebquerschnitt betrug einschließlich des Wassergrabens 4,8 m². Es wurde zum Teil von Hand und zum Teil mit je zwei Flottmann- und Ingersoll-Preßluft-Bohrhämmern B. A. R. 33 gebohrt. Gesprengt wurde mit Dynamit; der Sprengmittelverbrauch betrug nach Mitteilung der Bauleitung, Ingenieur Mayrhofer, im Durchschnitt 2,8 kg Dynamit für 1 m³ Ausbruch, dazu 5,2 m Zündschnur und 4,6 Stück Sprengkapseln. Gefördert wurde auf 60-cm-Gleisen nur von Hand, da der Stollenquerschnitt für Lokomotivförderung zu klein war, und zwar mit Muldenkippern von 0,75 m³ Fassungsvermögen, die aber meistens mit 0,9 m³ beladen wurden. Für die

[10]) Vergl. hierzu: Mayrhofer, Das bestehende Wiestal-Werk, Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1923, Nr. 11/12.

Abb. 40. Zweiteilige, eiserne Lehrbogen mit Holzverschalung. Im Scheitel Blechtafeln, quer verlegt für Gewölbeschluß.

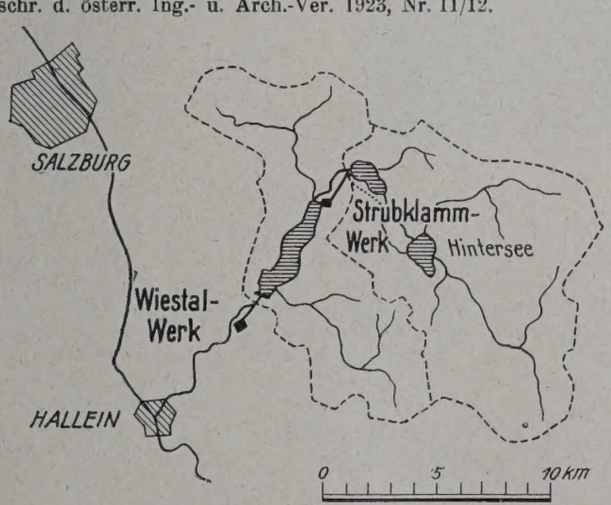


Abb. 37. Lageplan des Strubklammwerks.

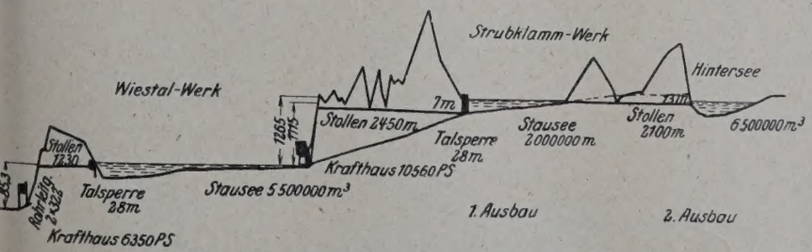
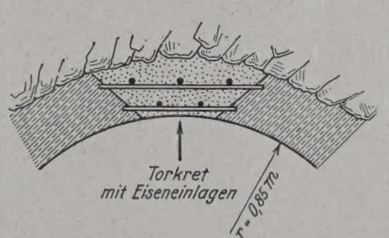


Abb. 38. Längsschnitt Wiestal- und Strubklammwerk.



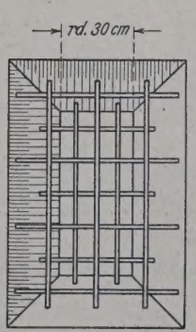


Abb. 41. Gewölbekunstschluß (Schematisch).

Abb. 42. Gewölbekunstschluß. Rohrstutzen für Mörteleinpressungen (Injektionen).

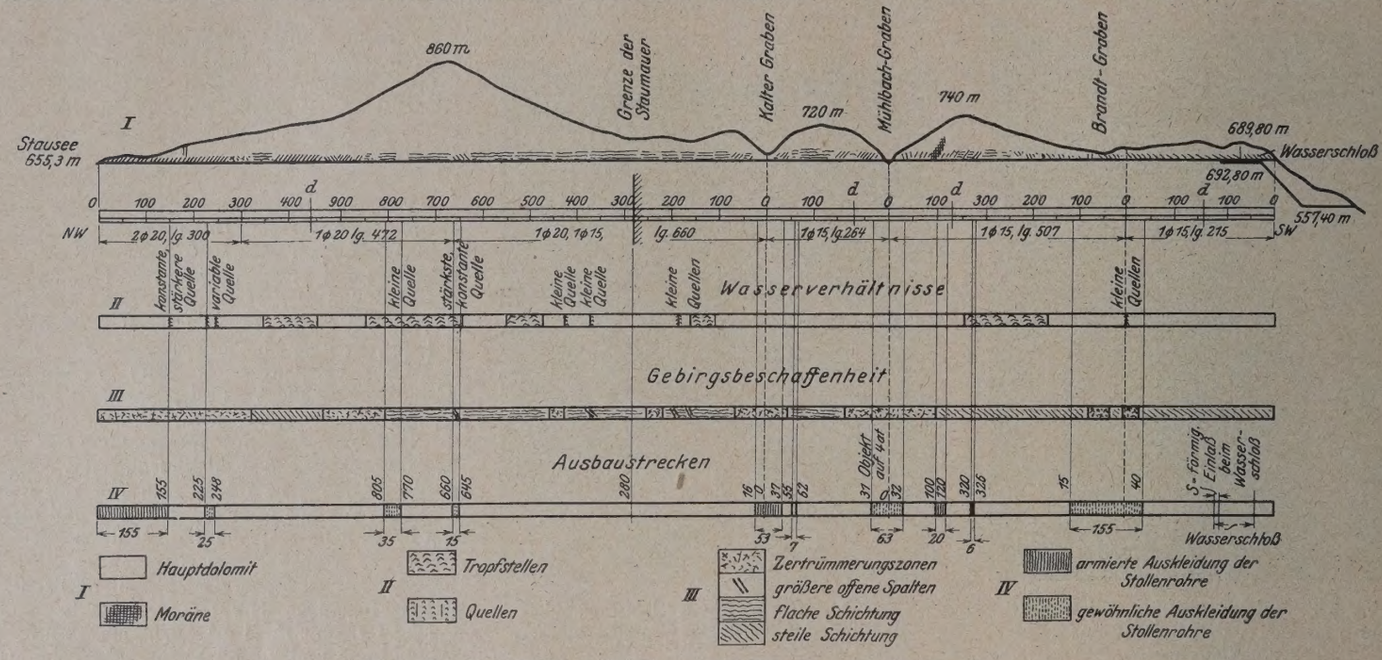
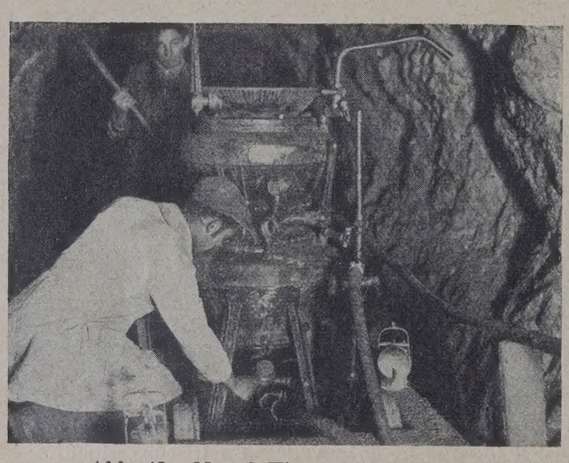


Abb. 39. Geologisches Profil des Druckstollens Strubklammwerk.

Betonierung später wurden dann Holzkastenwagen von 0,6 m³ Inhalt verwendet, deren Kopfwände beweglich angeordnet waren, wodurch das Entladen erleichtert wurde. Diese Wagen erwiesen sich auch insofern als zweckmäßig, als sie in dem engen Stollen mit herabgeklappten Kopfwänden kein unübersteigbares Hindernis für den Durchgangsverkehr bildeten.



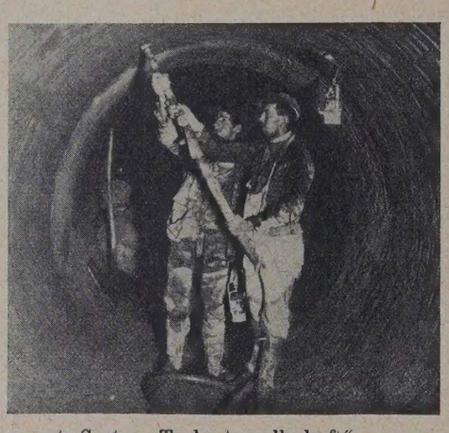


Abb. 43. Mörtel-Hinterpressungen mit „Injektionsapparat, System Torkretgesellschaft".

Der Vortrieb geschah von den beiden Enden und vom Fensterstollen aus. Der Hauptstollen wurde von dem Fensterstollen aus wegen der Entwässerung im steigenden Teil mit 2‰ und im fallenden mit 0‰ vorgetrieben, so daß die Stollensohle nicht ein durchgehendes Gefälle von 1‰ hat, sondern mehrere, wenn auch unmerkliche Knickpunkte. Er erhielt auf seine ganze Länge eine im Mittel 30 cm starke Verkleidung aus Stampfbeton 1:6 (250 kg Zement je 1 m³ Mischung) mit 2 cm starkem Verputz, Mischungsverhältnis 1:2, und Glattstrich, Mischungsverhältnis 1:1 mit Zementeinschliff. Es wurde zum Betonieren zum Teil der ausgebrochene Dolomit, vermischt mit Bachkies und Bachsand verwendet; und zwar wurde hinter Holzverschalung auf Eisenlehrbogen betoniert. Für den Gewölbeschluß wurden an Stelle der in der Längsrichtung verlegten Schalbretter querverlegte Blechtafeln von 0,60 · 1,0 m verwendet, d. h. es wurde auf 60 cm Länge und auf eine Breite von 1 m „vor Kopf" gestampft. Diese Blechtafelspannweite von 1 m, die eine besondere Aussteifung des Bleches durch Winkeleisen nötig machte, hatte aber den Vorteil, daß gleichzeitig zwei Mann auch noch in dem 1 m breiten Schlitz des Gewölbescheitels arbeiten konnten, wodurch der Fortschritt in den Betonierungsarbeiten etwas beschleunigt worden sein soll (Abb. 40). Nach Ausschalung zeigte der Gewölbeschluß infolge des Eisenbleches eine so glatte Oberfläche, daß diese wieder aufgerauht werden mußte, damit der aufzubringende Verputz haften konnte. Als Gewölbekunstschluß an den Stellen, an denen von zwei Seiten die Scheitelbetonierung zusammentraf, wurde Eisentorkret verwendet, indem in dem übriggebliebenen Hohlraum zwei Lagen Rundeisen, an den Enden umgebogen, in der Längs- und Querrichtung verlegt wurden und der Raum durch mehrfaches Torkretieren ausgefüllt wurde — eine zu empfehlende Art der Ausführung (Abb. 41, 42 u. 43).

Um auch alle, auch durch das Schwinden des Betons entstandenen Hohlräume zwischen Ausmauerung und Fels auszufüllen, wurden dann noch im Abstande von je 1 m Hinterpressungen mit Zementmörtel und Zementmilch unter Druck von 2 bis 5 at mit Hilfe eines „Injektionsapparates" der Torkretgesellschaft Berlin vorgenommen (Abb. 43).

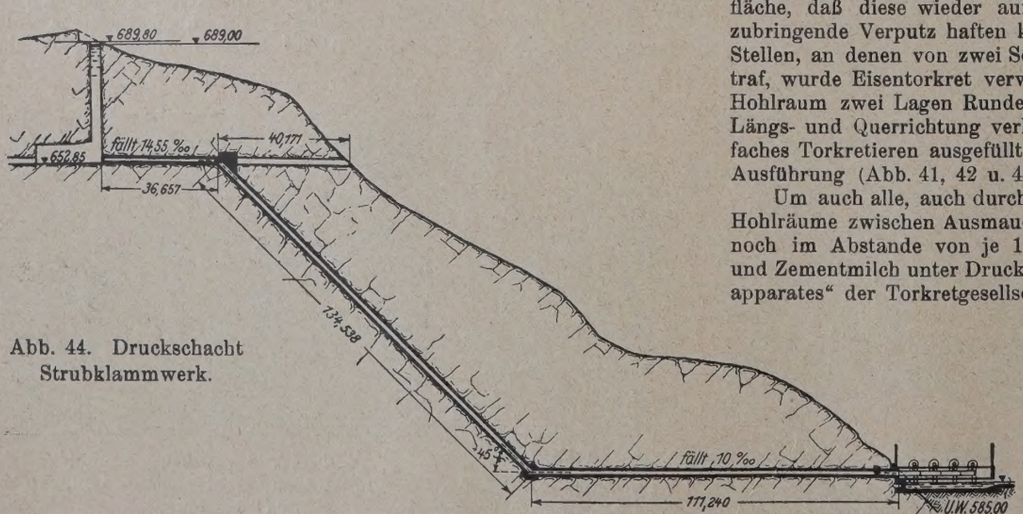


Abb. 44. Druckschacht Strubklammwerk.

Für Ableitung des Gebirgswassers wurden ein seitlich liegendes und streckenweise zwei Wasserrohre von 20 cm Durchm. verwendet, zusammengesetzt aus Stücken von 30 cm Länge, von denen je drei zu einer Röhre zusammengefaßt wurden; diese Röhren wurden dann stumpf gestoßen und mit Steinbrocken umlegt, um auch

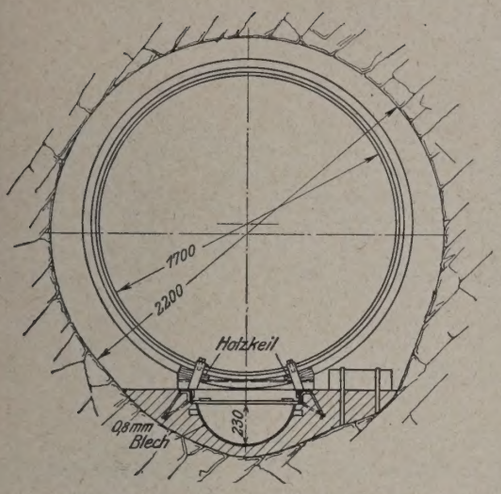


Abb. 45. Anordnung im Druckschacht für Gußbeton und Rohrbeförderung.

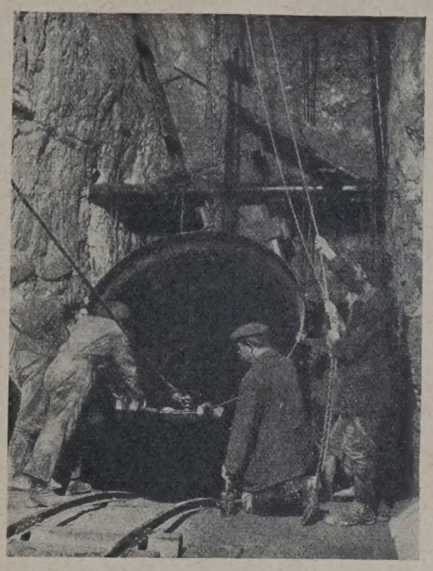


Abb. 46. Herablassen eines eisernen Verkleidungs-Rohrstückes im Druckschacht.

dem im Beton befindlichen Sickerwasser den Abfluß zu ermöglichen; Quellwasser wurde durch Tonrohre von der Felswand zum Abflußrohr geleitet.

Das Wasserschloß besteht aus einer 16 m hohen, 6 m breiten und etwa 20 m langen unteren Kammer und einem Steigeschacht mit Überlauf. Vom Wasserschloß führt nun zunächst ein 35 m langer Druckstollen von 1,70 m lichtem Durchmesser zu dem Kennzeichen des Strubklamm-Werks, dem 134,538 m langen Druckschacht (Abb. 44). Man hatte sich hauptsächlich aus wirtschaftlichen Erwägungen heraus für einen im Felsen verlaufenden Druckschacht an Stelle einer über Tag verlegten eisernen Druckrohrleitung entschieden, da im Jahre 1920, als die Frage ob Druckschacht oder Druckrohr zur Erörterung stand, die hohen Eisenpreise eine Druckschachtausführung rechtfertigten, zumal die Art des Gesteins gegen die Ausführung keine Bedenken aufkommen ließ. Der Schacht ist unter 45 Grad angelegt, so daß bei dem von unten angesetzten Vortrieb der Ausbruch die Schräge hinuntergleiten konnte, um dann durch den anschließenden 111 m langen Stollen herausgefördert zu werden. Sowohl Schacht wie unterer, im Gefälle von 10‰ liegender Abschlußdruckstollen von ebenfalls 1,7 m lichtem Durchmesser erhielten eine Betonverkleidung mit Eisenrohr, und zwar der Schacht eine solche von 25 cm Stärke mit 4 m langen Rohrschüssen, in der Stärke zunehmend von 7 bis 25 mm je nach der Lage im Schacht. Die Rohrschüsse wurden von oben auf einer zuerst hergestellten Bahn aus Beton, in der Winkeleisen 80 · 80 als Schienen verankert waren, mit Hilfe von Gleitböcken herabgelassen (Abb. 45 u. 46) und durch Innenmuffen mit Bleiwolleabdichtung miteinander verbunden. Innerhalb dieser Gleitbahn wurde eine Rinne ausgebildet, in der der zur Betonierung zwischen Rohr und Gebirge nötige Gußbeton herabfließen konnte. Als Mischung wurde ein Verhältnis von 250 bis 300 kg Zement auf 1 m³ Beton angewendet. Das Anbringen und Betonieren eines Rohrschusses von 4 m Länge dauerte einen Tag zu zwei 10-Std.-Schichten. Die Rohrschüsse des unteren Anschlußdruckstollens, der ebenfalls, außer dem Beton Eisenauskleidung erhielt, wurden durch Flanschen miteinander verbunden.

Die bautechnischen Arbeiten wurden von der Unternehmung Pittel & Brausewetter, Wien, ausgeführt.

Im Krafthaus kommen zunächst zwei Francis-Spiralturbinen zu je 2280 PS und eine zu 6000 PS Höchstleistung durch die Firma Voith, St. Poelten, zur Aufstellung.

Die Arbeiten, mit denen bereits im November 1920 begonnen war, mußten Weihnachten 1921 wegen der allgemeinen Geldentwertung vollständig eingestellt werden und ruhten 1922, wurden dann 1923 zunächst mit beschränkten Mitteln weitergeführt und dann, wie erwähnt, mit Unterstützung der Württembergischen Elektrizitäts-A.-G. und schließlich mit Hilfe von zwei englischen Krediten (220 000 Pfd.) zu Ende geführt. Die Gesamtkosten beliefen sich auf rd. 43 Mill. Mark. Am 20. XII. 1924 wurde der Betrieb des Strubklamm-Werks in feierlicher Weise eröffnet.

Durch einen für später beabsichtigten zweiten Ausbau des Strubklamm-Werks kann noch das Wasser des Hintersees ebenfalls nutzbar gemacht werden, indem dieser in 13 m Tiefe durch einen 2 km langen Stollen angebohrt und die entsprechende Wassermenge nach dem Strubklamm-Stausee geleitet werden soll (Abb. 38).

Das Mühlkraftwerk Partenstein

bezweckt die Ausnutzung der Wasserkräfte des Baches „Die große Mühl", der am Südwestabhange des Böhmer Waldes entspringt und etwa 30 km nördlich Linz auf der linken Seite in die Donau mündet. Sein Einzugsgebiet beträgt 506 km², und er weist am Ende seines Laufes auf 10 km ein Gefälle von 138 m auf. Ein bei Langhalsen geschaffener Stausee mit einem höchsten Stauspiegel von 456 m über N. N., einer Tiefe von 9 m und einem Inhalt von 735 000 m³ ermöglicht einen Tages- und Wochenausgleich bei einer ständigen Ausnutzung von mindestens 15 m³/Sek., etwa sechs Monate hindurch sogar bis 22,5 m³/Sek. Die beiden im ersten Ausbau zur Aufstellung kommenden Maschinensätze sind für Höchstleistungen bis zu 28 000 PS bemessen, nach späterer Aufstellung eines dritten Maschinensatzes werden die Leistungen bis auf 38 000 PS gesteigert werden können. Der Stau wird bewirkt durch ein Schützenwehr in der Nähe von Neufelden von 105 m Länge und 10,5 m Höhe mit selbsttätigem Klappenüberfall von 1,60 m Höhe und 4 m Breite; er erforderte außerdem eine Hebung des Bahnkörpers der Eisenbahnstrecke nach Aigen-Schlegel auf eine Länge von 800 m und die Beseitigung des größten Teils der kleinen Ortschaft Langhalsen (Abb. 47), die außerhalb des Stauseeraumes wieder aufgebaut wird, ähnlich wie der Ort Innertal bei den besprochenen Wäggital-Anlagen in der Schweiz. Zur Entnahme des Wassers dient ein rd. 5740 m langer Druckstollen mit einem lichten Durchmesser von 2,95 bezw. 2,80 m, dessen Einlauf mit Grob- und Feinrechen sowie Absperrmöglichkeiten durch Dammbalken und Schützen sich etwa 250 m flußaufwärts des Wehres befindet. Der öfter sein Gefälle wechselnde Stollen (Abb. 48) durchfährt fast durchweg harten standfesten Granit des böhmischen Massivs, der teilweise

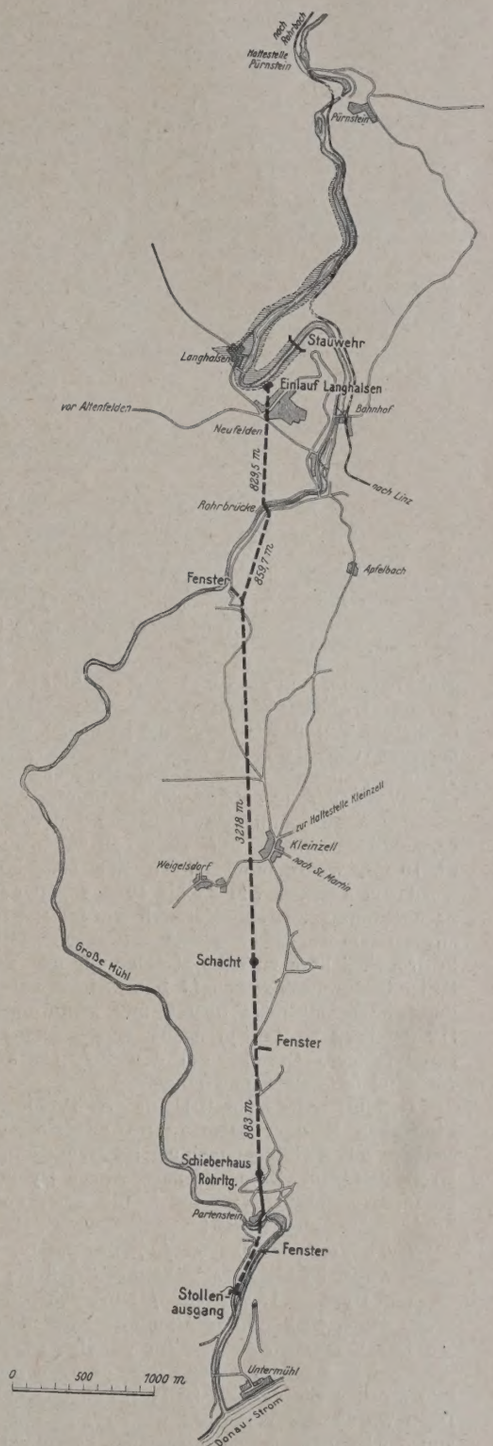


Abb. 47. Lageplan Partensteinwerk.

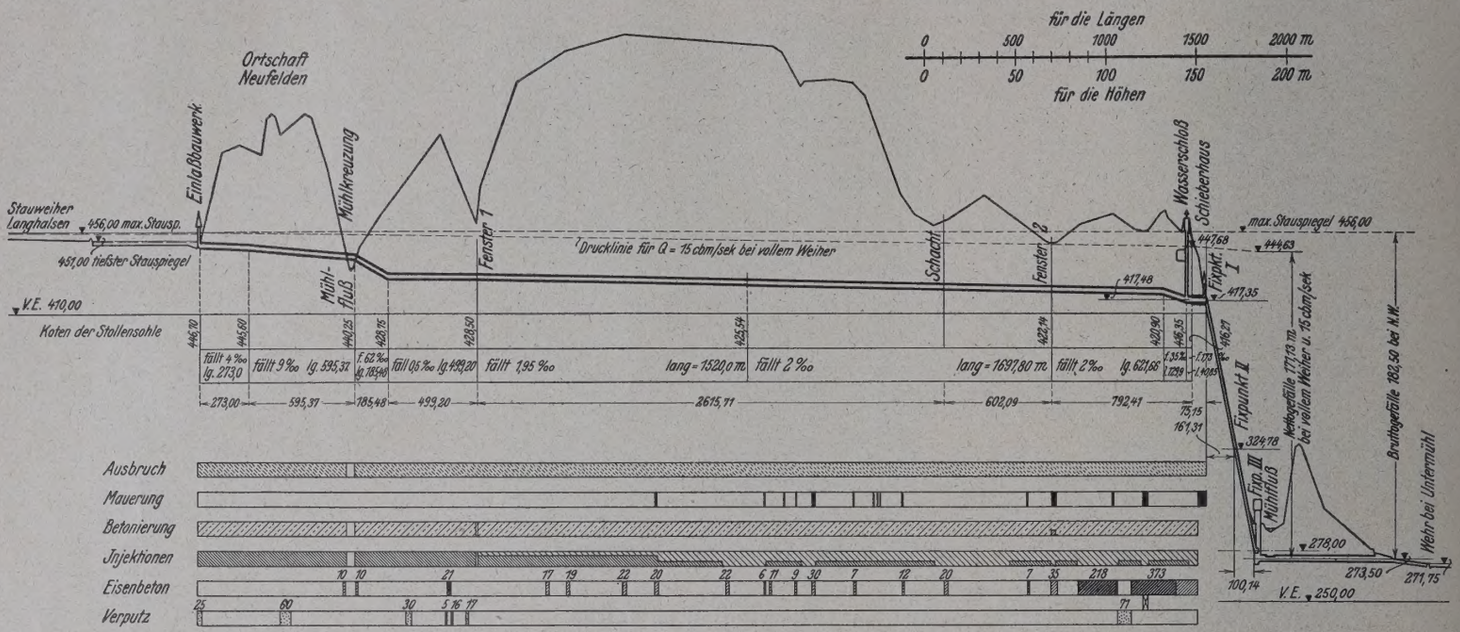


Abb. 48. Längsschnitt Partensteinwerk mit Übersicht der ausgeführten Druckstollenverkleidungen.

grobkristallin, kompakt und wenig geklüftet war, teilweise aber feinkörnig, zerklüftet, zerrieben und wasserführend. Der Stollen wirkte in diesem Teil des Gesteins als Drainage und ließ trotz einer Überlagerung von 160 m in dem darüberliegenden Gelände die Quellen versiegen, so daß für etwa 500 Menschen und für das Vieh eigens eine Wasserleitung gebaut werden mußte.

Der Ausbruchquerschnitt betrug unter Berücksichtigung des unvermeidlichen, sich auf etwa 20 % belaufenden Mehrausbruchs rd. 10 m², wovon auf den Vortrieb etwa 90 % entfielen; der Rest wurde im Abstand von 20 bis 40 m von der Brust durch Firstschüsse nachgenommen. Beim Vortrieb wurde teils im Vollangriff mit oben angesetztem — „italienischen“ — Einbruch, teils in zwei Halbangriffen in drei Schichten zu acht Stunden für den Tag gearbeitet, im ersten Fall mit durchschnittlich 17 Bohrlöchern von 1,20 m mittlerer Länge, im zweiten mit neun oberen und zwölf unteren von 1,10 m Länge. Die letzte Art des Sprengens wurde angewendet in unregelmäßig sprengfähigem Gestein, um den Erfolg des Einbruchschießens einwandfrei feststellen zu können.

Gebohrt wurde vor Ort mit drei Preßluftbohrhämmern Ingersoll, Flottmann E oder Demag, im allgemeinen mit Meißelschneiden, seltener mit Zwillingschneiden, bei Demaghämmern mit 6-schneidigen Kronenbohrern. Zum Sprengen wurde Dynamit 0 oder I der Österr. Monopolverwaltung verwendet, die nach deren Mitteilung folgende Zusammensetzung haben:

Dynamit O: 25 bis 56 % Nitroglyzerin, 1,5 bis 3 % Kollodiumwolle, 35 bis 40 % Alkalinitrate, 3 bis 6 % Holzmehl

und Dynamit I: 48 bis 52 % Nitroglyzerin, 1,5 bis 3 % Kollodiumwolle, 40 bis 45 % Alkalinitrate, 2 bis 6 % Holzmehl.

Der Verbrauch betrug im Vortrieb rd. 2 kg für 1 m³ Ausbruch.

Es war auch im Anfang das Sprengen mit flüssiger Luft versucht und zu dem Zweck eine Luftverflüssigungsanlage aufgestellt worden. Doch wurde das Verfahren wieder aufgegeben und diese Maßnahme von der Bauleitung folgendermaßen begründet: „Es waren hinderlich: weite Entfernung von der Erzeugungstelle (rd. 800 m), Abneigung der Leute gegen das neue Sprengmittel, geringe Wirkung beim Vortrieb in dem sehr harten, zähen Gestein und Unmöglichkeit des Abtuns vieler Schüsse bei der Profilnachnahme . . .“

Während der ganzen Bohrzeit wurde geschuttert. Gefördert wurde auf 60 cm Spur z. T. mit Demag-Preßluftlokomotiven mit drei Zylindern für 16/6 at Arbeitsdruck; der Lokomotivdruckluftkessel wurde mit Druck von 180 at durch die Kompressoranlage des stillgelegten Luftverflüssigers gespeist, so daß die einmal erworbene Hochdruckkompressoranlage auf diese Weise noch ausgenutzt werden konnte. Die Preßluftlokomotiven hatten einen Aktionsradius von 6 km. Außerdem kam zur Anwendung die schon erwähnte benzolelektrische „Gebus“-Lokomotive der Maschinenfabrik M. Gelinek-Salzburg; diese wurde für zwei Spurweiten von 60 und 70 cm gebraucht. Beide Arten von Lokomotiven sollen sich anstandslos bewährt haben.

Der Druckstollen erhielt in seiner ganzen Länge Betonverkleidung in einer Mindeststärke von 20 cm, wobei für den Gewölbeschluß eiserne Blechverschalung angewendet wurde, in den Zertrümmerungszonen mit verwittertem, z. T. stark druckhaftem Granit, in denen mit eisernen Vortriebpfählen gearbeitet werden mußte, jedoch zunächst eine 40 cm starke Ausmauerung von Betonformsteinen und darunter eine 25 cm starke Eisenbetonverkleidung (Abb. 49). Außerdem wurde durch Probeabpressungen festgestellt, an welchen Stellen des Stollens Wasserverluste zu erwarten sein würden: an diesen wurde eine 7,5 cm starke Eisentorkretschicht in der schon besprochenen Weise aufgebracht, wie in Amsteg, Wäggital, Klosters usw., stellenweise auch nur glattgestrichener Torkretputz. Auf die ganze Stollenlänge erhielt die Ausmauerung mindestens eine einmalige Hinterpressung mit flüssigem Zementmörtel, im Mischungsverhältnis Sand zu Zement wie 2 : 1, dazu die gleiche Raummenge Wasser. Der Umfang der genannten Arbeiten ist am besten aus Abb. 49 ersichtlich.

Für die Hinterpressungen wurden drei verschiedene Systeme von „Injektionsapparaten“ verwendet:

1. System Kesselschmiede - Richterswil-Schweiz mit mechanischem, durch Preßluftmotor angetriebenem Rührwerk, Luftverbrauch 2 m³/Min.,

2. System Torkretgesellschaft mit pneumatischem Umrühren des Mörtels (Brodeln) und

3. System Industrie-Werke Eisler & Warchalowsky - Wien; besonders das letztere Gerät, das ohne Rührwerk, nur aus einem 70 l fassenden Kessel

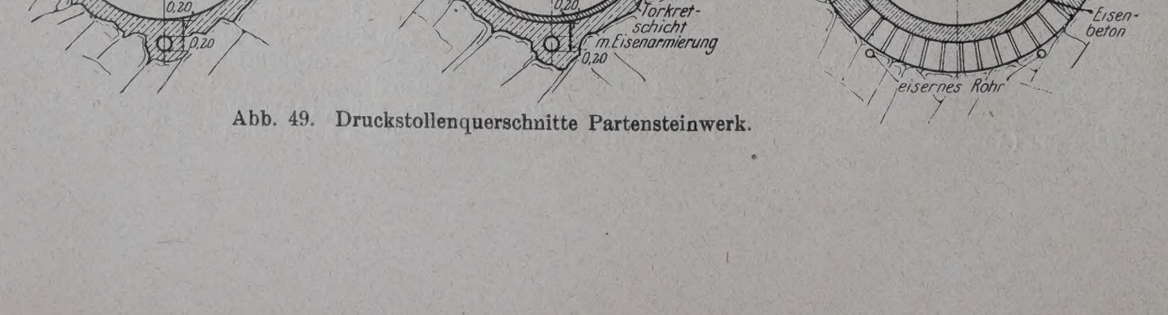


Abb. 49. Druckstollenquerschnitte Partensteinwerk.

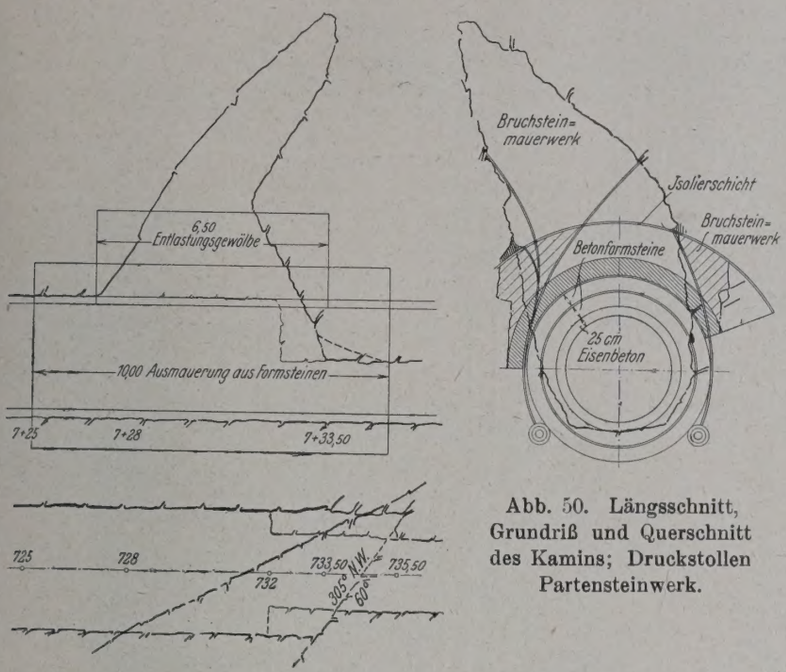


Abb. 50. Längsschnitt, Grundriß und Querschnitt des Kamins; Druckstollen Partensteinwerk.

mit entsprechenden Abschlüssen bestand, wurde besonders geschätzt wegen seines geringen Platzbedarfs, wegen seiner Einfachheit in der Bedienung, die ein rasches Arbeiten gestattete, und wegen seiner geringen Anschaffungskosten. Die Hinterpressungen wurden ausgeführt durch besonders gebohrte Löcher, in die das mit einem Abdichtungsteller versehene Schlauchmundstück eingeführt wurde, das mit Hilfe einer Art Spannsäule während der Injektion festgehalten wurde; und zwar wurde für die erste Hinterpressung das genannte Mörtelgemisch verwendet; wo der Beton danach noch hohl klang, wurde eine zweite vorgenommen mit einer Mörtelmischung von 1 T. Sand zu 1 T. Zement und schließlich eine dritte mit reiner Zementmilch.

Erwähnenswert ist der bei km 0,732 angetroffene Kamin (Abb. 50), der wasserführend und angefüllt mit zerrütteten Massen, ausgeräumt und besonders durch ein 6,50 m langes, 1,50 m starkes Entlastungsgewölbe abgefangen werden mußte. Die Hohlräume wurden mit Bruchsteinmauerwerk ausgefüllt, nachdem die Quellen gefaßt und nach den in der Sohle liegenden Rohren abgeleitet worden waren. Unter diesem Gewölbe erhielt dann der Stollen auf eine Länge von 10 m wegen des unzuverlässigen Gebirgszustandes noch eine besonders starke Auskleidung aus zwei Ringen Betonformsteinen zu je 40 cm und darunter 25 cm Eisenbeton.

Ähnlich wie bei den Wäggital-Anlagen mußte auch hier der Druckstollen einen Flußlauf kreuzen — die Mühl. Aber während dort das Bauwerk biegungsfest ausgebildet wurde, weil auf festem Fels gegründet, hatten hier die Untersuchungen auf einer Flußseite als Untergrund große Blöcke ergeben, so daß bei einer Gründung auf diesen ein gelegentliches Nachgeben des Widerlagers zu befürchten stand und mit Rücksicht darauf ein biegungsfestes Rohr sehr teuer hätte werden müssen. Es wurde daher nach dem Entwurf des technischen Direktors der ausführenden Oberösterreichischen Wasserkraft- und Elektrizitäts-Akt.-Ges. Ingenieur Schachermayr die Aufgabe in der Weise gelöst, daß Tragwerk von Druckleitung vollkommen getrennt wurde, indem das Tragwerk als Eisenbeton-Gerberträger ausgebildet und auf diesem ein eisernes Rohr beweglich gelagert wurde. Das Druckrohr, das auf beiden Seiten im Fels zunächst in ein Eisenbetondruckrohr überging, hat in der Mitte eine Dehnungs- und Bewegungsmöglichkeit nach Staufferbuchsenart erhalten, so daß auch bei etwaigen Senkungen des linken Widerlagers, das mit Rücksicht auf diese Möglichkeit aus Eisenbeton ausgeführt wird, nachteilige Folgen für die Druckleitung nicht zu befürchten sind. Gesamtanordnung, Abmessungen und Ansicht des fertigen Bauwerks zeigen Abb. 51 u. 52.

Durch diese Bachkreuzung waren für den Stollenvortrieb zwei weitere Angriffspunkte gegeben. Der südliche wurde allerdings nicht benutzt, da der Stollen unmittelbar hinter der Kreuzung 62‰ Gefälle hat und wegen der leichteren Entwässerung nur von der entgegengesetzten Seite vorgetrieben wurde. Da außerdem noch von zwei Fensterstollen und von einem Schacht aus Angriffspunkte geschaffen waren, so waren schließlich ohnehin neun Stollenstrecken (Trumms) vorhanden, an denen gleichzeitig gearbeitet wurde, um den Stollenvortrieb zu beschleunigen.

Das Wasserschloß besteht aus einem etwa 35 m hohen Steigschacht von 4 m Durchm., unterer und oberer, etwa 40 m langer Kammer, die, um Luftstöße zu vermeiden und den Wasserabfluß zu beschleunigen, konisch ausgebildet sind.

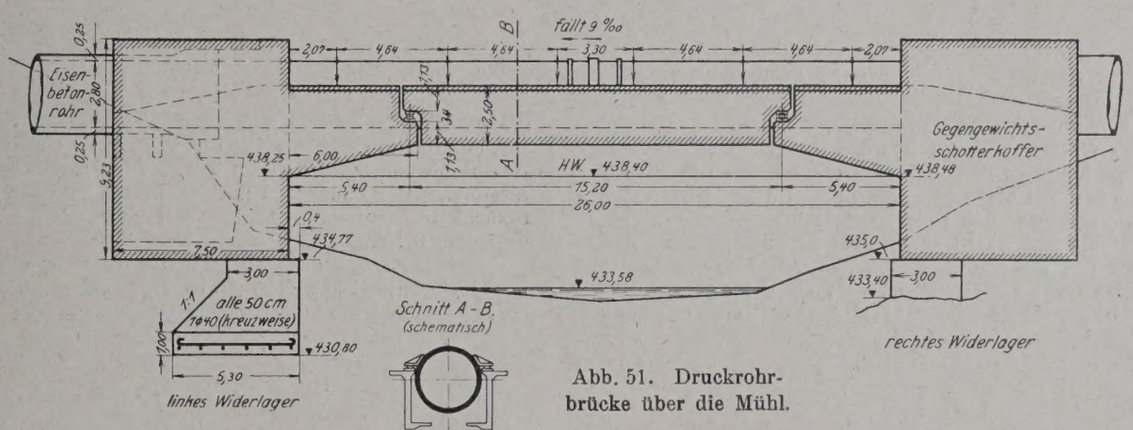


Abb. 51. Druckrohrbrücke über die Mühl.

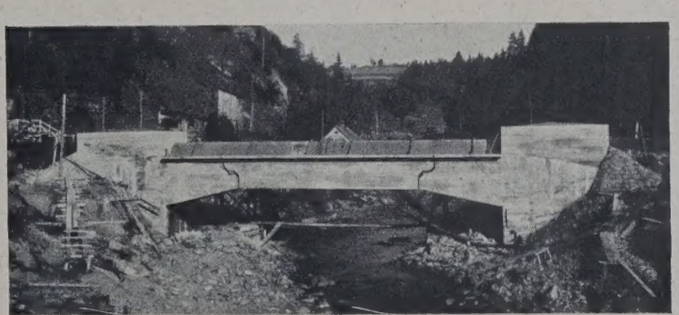


Abb. 52. Ansicht der Druckrohrbrücke über die Mühl.

Ein besonderes Kennzeichen des Kraftwerks Partenstein ist sein in drei Stockwerken in einem 22 m tiefen Schacht angeordnetes Maschinenhaus; im untersten Teil sind die Turbinen, im mittleren die Drucklager der senkrechten Turbinenwellen und im oberen die Generatoren aufgestellt (Abb. 53). Diese senkrechte Anordnung wurde gewählt, um die Abmessungen der Ausschachtung möglichst gering zu halten. Das Unterwasser wird durch einen Ablaufstollen, der die Mühl unterfährt, in einen offenen Kanal von 100 m Länge und dann der Mühl zugeführt. Durch diese Anordnung des Tieflegens der Turbinen in einen Schacht war es möglich, weitere 17 m Gefälle und damit im ganzen 171,13 m von einem Rohgefälle von 182,50 m nutzbar zu machen. Gegen Gebirgswasser und gegen das Wasser der Mühl wurde mit vollem Erfolge eine sorgfältige Isolation und Sickervorrichtung angeordnet: Die Mauerwände aus Eisenbeton erhielten an der Gebirgseite zunächst einen 2 cm starken geschliffenen Verputz von Zement, darauf mehrere Lagen von Dachpappe mit Asphaltanstrich und zwischen diesen und dem Gebirge Stampfbeton, um den satten Anschluß zu erzielen; in dem wasserdurchlässigen Beton befinden sich nun überdeckte Rinnen mit leichtem Gefälle,

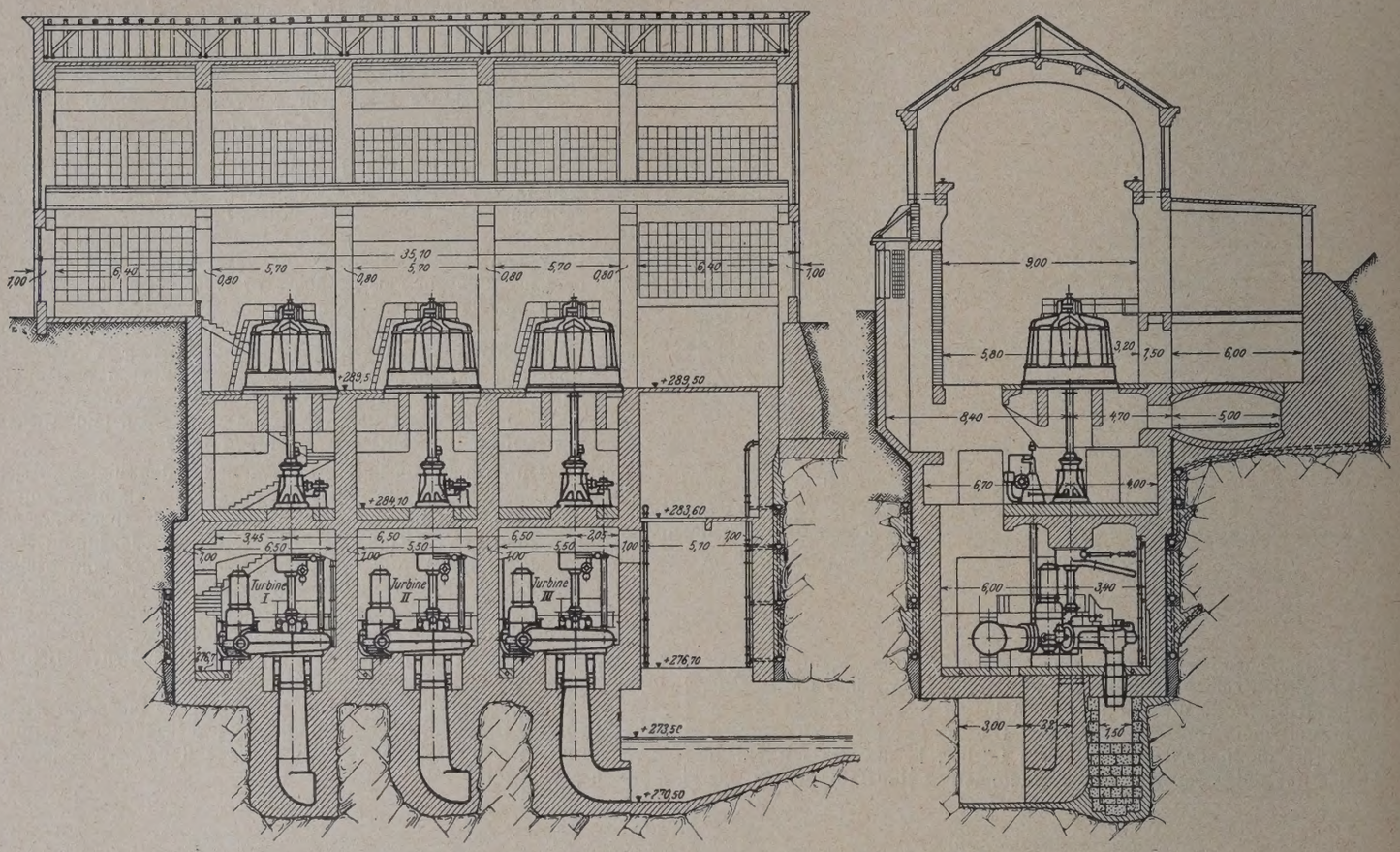


Abb. 53. Im Schacht untergebrachtes Maschinenhaus. Kraftwerk Partenstein.

denen die aus konischen Drainrohren zusammengesetzten steilgeneigten Sickerrohre das Wasser zuführen; aus den Rinnen fließt das Wasser durch die Mauer hindurch nach dem Krafthaus-Inneren in ein Rohrsystem, aus dem es dem Unterwasser zugeführt wird (vgl. auch Abb. 53).

Maschinenhauschacht und Unterwasserstollen wurden als erste Arbeiten ausgeführt und waren bereits 1921 so weit gediehen, daß in dem westlichen Teil des Schachtes eine zeitweilige Krafterzeugungsanlage als Baukraftwerk aufgestellt werden konnte, indem das Wasser der Mühl durch ein Holzwehr gefaßt und durch einen Oberwassergraben einer im Schacht aufgestellten Turbine unter Ausnutzung eines Gefälles von etwa 19 m zugeleitet wurde. Es wurden auf diese Weise 700 PS gewonnen, von denen 300 PS für Antrieb der Baumaschinen, Kompressoren, Pumpen, Krane, Steinbrecher, Betonmischer usw. gebraucht wurden; die restlichen 400 PS konnten als Strom den umliegenden Ortschaften abgegeben werden.

Das Werk wurde von der Oberösterreichischen Wasserkraft- und Elektrizitäts-Akt.-Ges. (Oweag) „in eigener Regie“ erbaut. Am 30. X. 1924 fand seine feierliche Eröffnung statt.

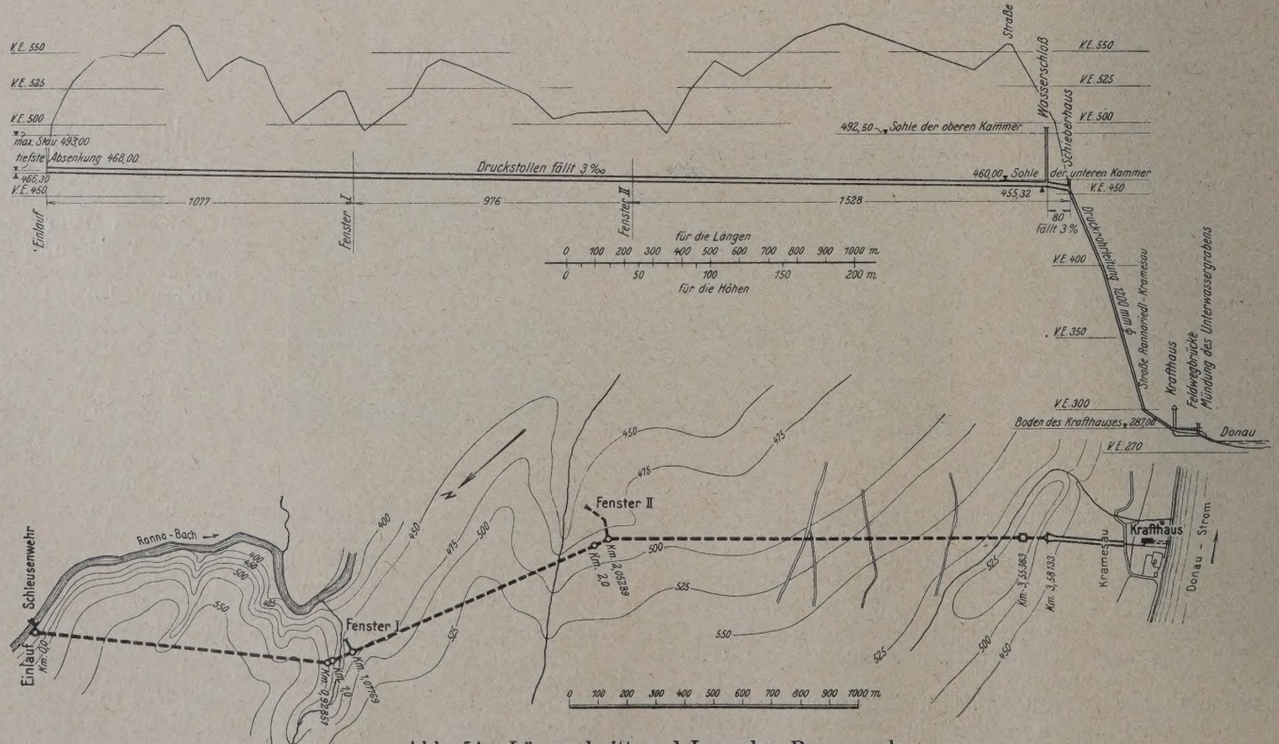


Abb. 54. Längsschnitt und Lageplan Rannawerk.

Das Rannawerk.

Nördlich vom Partensteinwerk entsteht auf derselben Donauseite bei Kramesau, etwa 3 km von der bayerischen Grenze entfernt, ebenfalls ein — allerdings kleineres — Wasserkraftwerk durch Ausnutzung des etwa 211 m betragenden Gefälles des Rannabaches, mit einer mittleren Jahreswassermenge von etwa 3,7 m³/Sek. zwischen Oberkappel und Rannariedl. Das Rannawasser wird vorläufig nur mit einfachem Wehr gefaßt, das in einem späteren Ausbau durch eine 37 m hohe und 120 m lange Staumauer mit einem Stausee von 2,5 Millionen m³ Inhalt ersetzt werden soll. Als die Elektrizitäts-Akt.-Ges. Stern & Hafferl, Gmunden, die das Werk für sich und in eigene Regie herstellt, auf ihren Entwurf hin die behördliche Baugenehmigung im Jahre 1922 erhielt, mußte wegen der damals einsetzenden Geldentwertung aus Ersparnisrücksichten vom Bau dieser Sperrmauer abgesehen werden.

Abb. 55. Versuchsweise Verwendung von vier elektrischen Kurbel-Stoßbohrmaschinen an Spannsäulen beim Vortriebe des Ranna-Druckstollens.

An die Wasserfassung schließt der 3595 m lange Druckstollen mit einem Gefälle von 3 % und einem lichten Querschnitt von 2 m Durchm. = 3,14 m² an (Abb. 54). Der Ausbruchquerschnitt betrug größtenteils 4,8 bis 4,9 m², streckenweise, wo auf eine Betonverkleidung verzichtet werden konnte, nur 4,3 m²; denn das Gestein ist durchweg harter, sehr standfester Granit, allerdings etwas wasserführend, und der ausgebrochene Stollen wirkte auch hier z. T. als Drainage, wie an einigen versiegenden Quellen über Tage zu merken war.

Gebohrt wurde beim Vortrieb, abgesehen von einem kurzen Stück zu Anfang, das im Handbohrbetrieb aufgefahren wurde, in der Hauptsache mit je zwei bis drei Preßluftbohrhämmern Böhler u. Ingersoll B. B. R. 13; bis zum April 1924 wurde streckenweise auch mit elektrischen 1-PS-Stoßbohrmaschinen der Siemens-Schuckertwerke gebohrt, deren Verwendung dann jedoch endgültig aufgegeben wurde, da in dem harten Gestein einerseits die Bohrleistungen weit hinter denen der Preßlufthämmer zurückblieben und daher die Bohrzeiten länger sein mußten als bei diesen, anderseits die schweren Bohrmaschinen an ebenfalls schweren Spannsäulen befestigt werden mußten, deren Aufstellen sofort nach dem Sprengen und Lüften unmöglich war, da erst — anders als beim Bohrhammerbetrieb — gewartet werden mußte, bis der Raum vor der Stollenbrust wieder freigeschuttert war. Infolgedessen war die Vortriebgeschwindigkeit geringer als beim Bohrhammerbetrieb und wurde auch nicht wesentlich verbessert, als in besonders kompaktem, hartem Gestein vier Bohrmaschinen anstatt von sonst nur zwei verwendet wurden (Abb. 55). Der durchschnittliche Fortschritt betrug bei Bohrhammerbetrieb täglich 3,30 bis 4,20 m gegenüber 1,50 bis 2,50 m bei elektrischem Stoßbohrmaschinenbetrieb. Es wurden bei elektrischem Betrieb 10 bis 19 Löcher von 0,75 bis 1 m Länge und einem Durchmesser von 40 bis 50 mm gebohrt, und bei Preßluftbetrieb 10 bis 16 Löcher von 1,10 bis 1,30 m Länge und einem Durchmesser von 34 bis 37 mm, meistens mit Zwillings- oder Kreuzschneiden, teilweise aber auch mit einfacher Meißelschneide. Gesprengt wurde mit Dynamit 1 der Oesterreichischen Monopolverwaltung und mit Sprenggelatine; der Aufwand an Sprengmitteln betrug nach Mitteilung der Bauleitung für je 1 m³ Ausbruch bei Handbohrung 3,7 kg Dynamit, 5,5 bis 7,5 Sprengkapseln und 6 m doppelte Zündschnur, bei elektrischem Stoßbohrmaschinenbetrieb 3,75 bis 5,1 kg Dynamit, 4 bis 5,5 Sprengkapeln Nr. 8, 6,3 m doppelte Zündschnur, in sehr festem Gestein 6,3 kg Dynamit und 1,4 bis 1,47 kg Sprenggelatine, 8 Sprengkapseln und 9,2 m doppelte Zündschnur; bei Bohrhammerbetrieb 3 bis 3,5 kg Dynamit, 4 bis 5 Sprengkapseln. Also auch der Sprengmittelverbrauch war bei Bohrhammerbetrieb etwas günstiger als bei Stoßbohrmaschinen, was wohl darauf zurückzuführen ist, daß mit Bohrhämmern, weil diese handlicher, das Ansetzen der Bohrlöcher der örtlichen Gesteinslagerung besser angepaßt werden konnte. Der Einbruch wurde teils in der Mitte, teils oben geschossen, bei Stoßbohrmaschinen meistens in der Mitte und dann mitunter mit elektrischer Zündung; die Kranzschüsse wurden dann nach einer Pause mit Zündschnurzündung nachgenommen. Der letzte Durchschlag fand am 28. VIII. 1924 statt; begonnen war der Vortrieb mit zwei Fensterstollen und von beiden Enden zuerst am 15. IV. 1923.

Gefördert wurde auf Gleis von 60- und 40-cm-Spur mit Muldenkippern teils von Hand, teils mit 4,5-PS-Benzollokomotiven Fabrikat Daimler und Puch-Feldbahnmotoren.

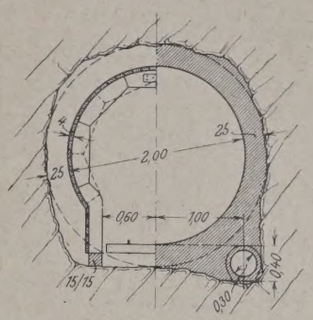


Abb. 56. Querschnitt des Ranna-Druckstollens.

Zum Betonieren wurden auch hier Kastenwagen mit beweglichen Stirnwänden verwendet, die sich mit ihren Kastenabmessungen von 1,8 · 0,8 · 0,4 m = rd. 0,5 m Fassungsvermögen gut bewährt haben sollen. Widerlager und Gewölbe wurden in 6 m langen Stücken zuerst betoniert hinter Holzverschalung (Abb. 56), und zwar das Widerlager in einer Mischung von 1 : 8 und das Gewölbe in einer solchen von 1 : 6. Das Sohlgewölbe wurde zuletzt eingezogen. Der Gewölbeschluß wurde in der Weise hergestellt, daß auf 70 cm Breite im Scheitel die Schalbretter anstatt der sonst üblichen Länge von 3 m nur eine solche von 1 m (Lehrbogenabstand) erhielten, so daß jeweils in einem Schlitz von 1 m Länge und 70 cm Breite „vor Kopf“ gestampft wurde. Bei großem Mehrausbruch wurde das Gewölbe auch aus keilförmigen Betonformsteinen 26 · 26 · 10 bis 12 cm hergestellt, und zum rascheren Ausfüllen des mehr ausgebrochenen Hohlraumes wurden ebenfalls Betonformsteine mit einbetoniert.

Die Druckleitung besteht aus einem Eisenrohr von 1,20 m, Durchm. geliefert und verlegt von der Lokomotivfabrik Krauß & Co., Linz. Im Krafthause sollen zunächst durch einen Maschinensatz 6000 PS gewonnen werden, durch einen zweiten Ausbau mit der erwähnten Talsperre, dem natürlich schon jetzt die Abmessungen von Stollen und Wasserschloß Rechnung tragen, dann später 13 500 PS.

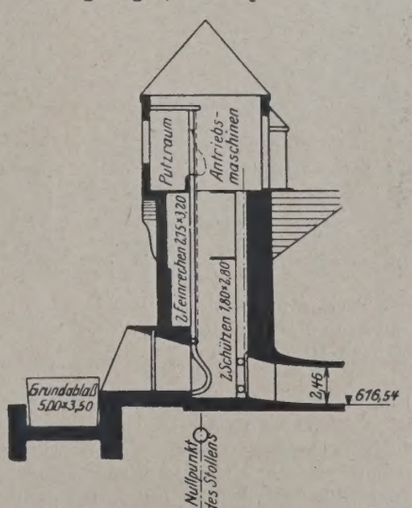


Abb. 57. Einlaufbauwerk (Entnahmeturm) bei „Sperre Langmann“, Teigitschwerk.

Das Teigitschwerk.

Westlich Gaisfeld, einer Haltestelle der Eisenbahnstrecke Graz—Köflach in Steiermark, entsteht das Teigitsch-Kraftwerk Arnstein, welches das Wasser der Teigitsch, eines Nebenflusses der Kainach, in seiner untersten Stufe ausnutzen wird. Von einem Gesamtgefälle

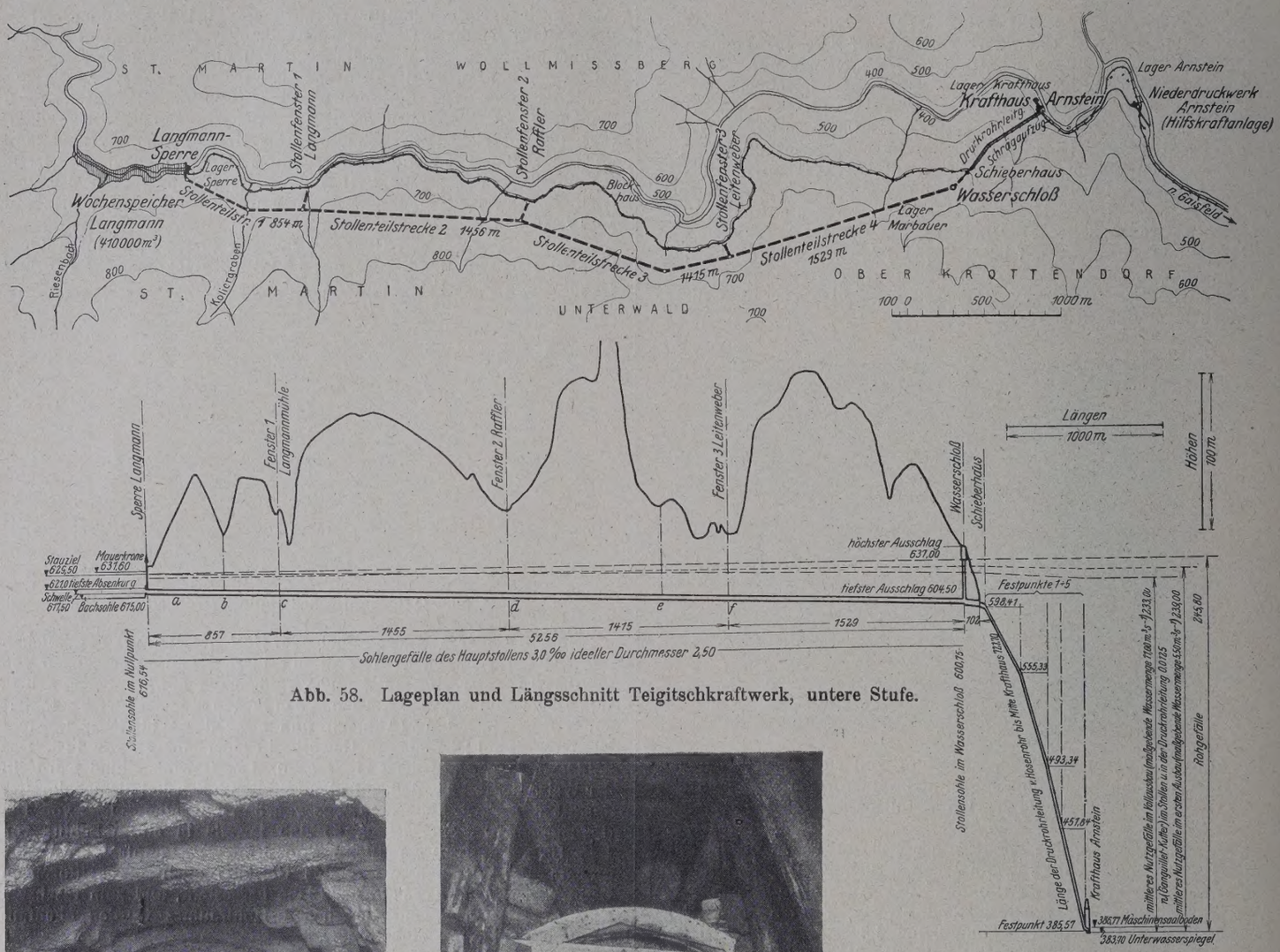


Abb. 58. Lageplan und Längsschnitt Teigitschkraftwerk, untere Stufe.

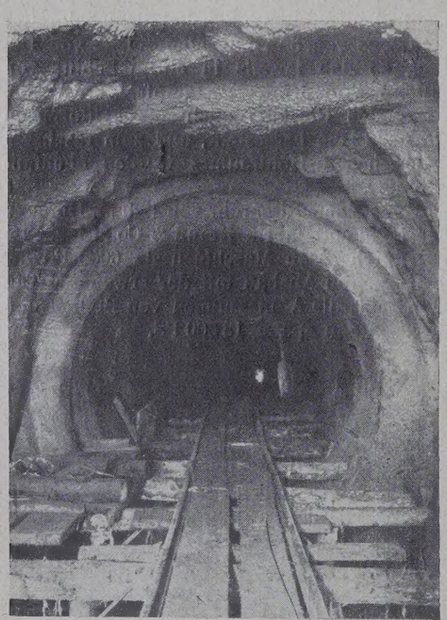


Abb. 59. Durch Torkret abgedichteter Fels (Felsgunit) und Stampfbetonverkleidung im Teigitsch-Druckstollen.

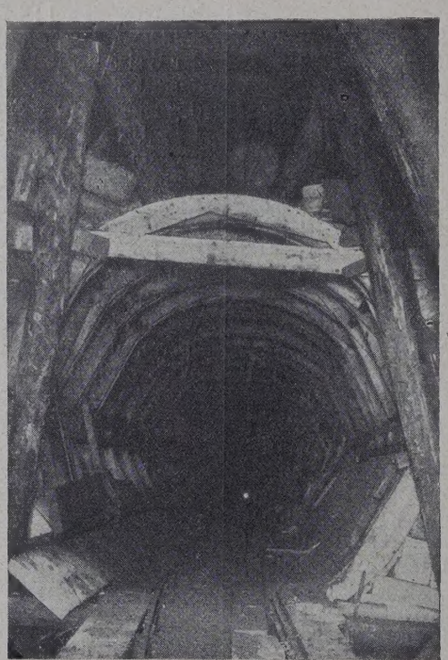


Abb. 60. Besondere Abstützung bei Mehrausbrüchen über 1 m. Hölzerne Lehrbogen.

von etwa 450 m, dessen volle Ausnutzung späteren Ausbauten vorbehalten bleibt, werden in diesem ersten Ausbau 246 m Rohgefälle mit 235 m Nutzgefälle verwertet mit einem waldreichen Einzugsgebiet von 170 km². Durch eine 84 m lange und 26 hohe Schwergewichtstaumauer mit Stützflügeln im mittleren Teil und wasserseitig unmittelbar angebautem Einlaufbauwerk (Abb. 57) ist ein Stausee von 300 000 m³ geschaffen, aus dem das Wasser mit Druckstollen entnommen werden soll, der bei einem Durchschnittsgefälle von 3‰, einer Wasserführung bis zu 16 m³/Sek. zuläßt (Abb. 58).

Der Stollen, der unter einem Betriebsdruck von 1,5 bis 3,5 at stehen wird, ist 5358 m lang und liegt im Gneis von ganz verschiedener Härte z. T. mit Serezitlassen, z. T. zermürbt und druckhaft, mäßig wasserführend, bis 8 l/Sek.; er hat einen lichten Kreisquerschnitt vom Durchm. 2,6 m bezw. 2,46 m; letzteren dort, wo die Betonauskleidung innen noch eine zugfeste Abdichtungschicht von 7 cm Torkret mit Eiseneinlagen erhält. Von dem 6 bis 8 m² betragenden Gesamtausbruchquerschnitt wurde zunächst ein Richtstollen von etwa 4 m² vorgetrieben und dann nach dem Durchschlag der einzelnen Stollenstrecken ausgeweitet. Durch drei Fensterstollen von je 100 m Länge waren vier solcher Teilstrecken von 857, 1455, 1415 und 1630 m Länge geschaffen worden.

Es wurde mit je drei Flottmann-Bohrhämmern B und C, 17 kg schwer, mit einfachen Meißelschneiden, Zwillings- oder Kreuzschneiden gebohrt, je nach Härte des Gesteins, und zwar Meißelbohrer als Schlangenbohrer und z. T. als Hohlbohrer für Luftspülung. Im harten, kompakten Gneis, in dem kein Einbau nötig war, wurden in einem Angriff etwa 16 bis ausnahmsweise 23 Löcher zu 1,04 m durchschnittlicher Länge bei einem Vortriebsquerschnitt von 3,50 m² (bis 4,8 m²) gebohrt, im zerstörten Gestein, das zu etwa 50 % der Länge Einbau erforderte, bei 4 m² Querschnitt 11,1 Löcher zu 1,10 m durchschnittlicher Länge und im gebrächen Gestein bei 4 m² 14,3 Löcher von 0,52 m Länge.

Zum Sprengen wurde Dynamit I der Österr. Monopolverwaltung und bei sehr hartem Gestein z. T. Sprenggelatine verwendet; der Verbrauch betrug etwa 2 bis 3 kg Dynamit für 1 m³ Ausbruch, jedoch streckenweise bis zu 6 kg, an Sprengkapseln entsprechend 3,5 bis 6,5 Stück für 1 m³, ausnahmsweise mehr, und an Zündschnur 4 bis 8 m für 1 m³ Ausbruch. Die Vortriebsgeschwindigkeit bei täglich drei Schichten belief sich in den gebrächen Strecken mit Einbau auf 0,75 m, im Gneis mit wenig Einbau bei 4,0 m² Querschnitt auf 2,70 m und im festen Gneis ohne Einbau bei 3,5 m² auf 1,80 m, im Gesamt-

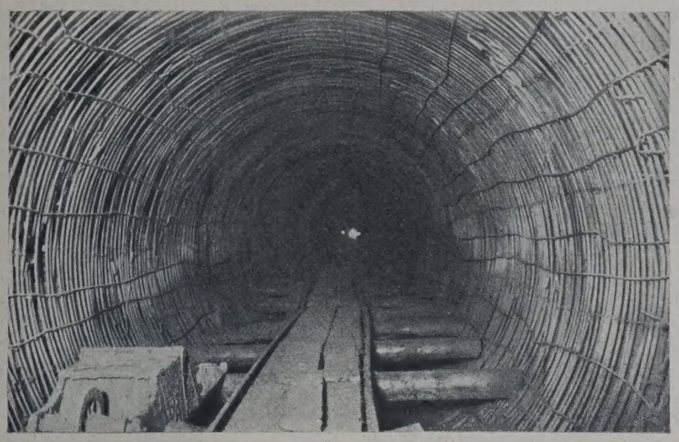


Abb. 61. Eisenbewehrung für die Dichtungsschicht aus Torkret im Teigitsch-Druckstollen.

durchschnitt 2,12 m für 1 Tag, bei geneigten Strecken etwa 10 % weniger, bei steigenden etwa 10 % mehr im Durchschnitt.

Gefördert wurde auf Feldbahngleis, Spurweite 60 cm im Stollen mit 2,5 t schweren, schon mehrfach erwähnten benzol-elektrischen „Gebus"-Lokomotiven, die sich auch hier gut bewährt haben sollen. Der letzte Durchschlag fand am 10. V. 1924 statt.

Auf die Verkleidung des Stollens wurde besondere Sorgfalt verwendet. Grundsätzlich sollte auch das gesunde Gestein nach vorheriger Reinigung mit Druckwasser mindestens einen Überzug aus Torkret erhalten, dort „Felsgunit" genannt (Abb. 59), in den nicht ganz zuverlässigen Strecken eine Stampfbetonverkleidung, zu der in den unzuverlässigen Strecken noch eine zugfeste Innendichtungschale aus 7-cm-Torkretschicht mit Eiseneinlagen hinzukam. Stellenweise war anstatt dieser 7-cm-Eisentorkretschicht eine nur 4 cm starke Torkretschicht mit Drahtnetzeinlage von 4 cm Maschenweite und 3,3 mm Drahtstärke vorgesehen. Ob und in welchem Maße diese Ausführungsart dann angewendet wurde, ist bis jetzt nicht bekannt geworden. Als Gründe für eine vollständige Ausbetonierung wurden die Erwägungen maßgebend, daß der Querschnittwechsel und in den nicht ausbetonierten Felsstrecken der erhöhte Rauhigkeitsgrad erhebliche Kraftverluste zur Folge haben würden; bei Mehrausbrüchen, die nichts Seltenes waren, hätte ohnehin eine Verkleidung vorgesehen werden müssen, schon um Wirbelbildungen beim Wasserdurchfluß zu vermeiden; und schließlich wurde wegen des Verhaltens des Gesteins nach dem Ausbruch und wegen seiner eigentümlichen Lagerung befürchtet, daß später während des Betriebes Nachbrüche eintreten könnten, die nun durch die stützende Stampfbetonausmauerung sicher vermieden würden.

Als Verschalung dienten 6 m lange Bretter auf zweiteiligen, hölzernen, im Abstande von 1 m aufgestellten Lehrbogen, im Scheitel 70 cm lange Querbretter, ähnlich wie die beim Bärenwerk (Abb. 35) besprochenen.

Als Stampfgut wurde eine Mischung von 215 kg Zement auf 1000 l Steinschlag (Schotter) und Kies + 800 l Sand mit dem entsprechenden Wasserzusatz verwendet. Die Sohle wurde zuerst betoniert und dann zonenweise die Betonierung in einem Zuge bis zum Scheitel hochgeführt. Nur wo das Gestein einen schweren Einbau erfordert hatte, wurde mit Rücksicht auf diesen das Sohlgewölbe nachträglich eingezogen, wobei kurze, an beiden Enden umgebogene, einbetonierte Rundeisen die Betonierfuge zwischen Sohle und Widerlager zusammenheften und dadurch ein Reißen in dieser Fuge verhindern sollen.

Wo die Mehrausbrüche über 1 m an Stärke betrugen, mußten besondere Abstützungen vorgenommen werden (Abb. 60), und die Hohlräume wurden durch Beton mit Steineinlagen, auch durch Formsteine, ausgefüllt, die dann beim Fortnehmen des Holzes zum Abfangen benutzt wurden.

Zur Bewehrung der 7 cm starken Torkretschicht dienten Rundeisen von 12 bis 16 mm Durchm. in 5 bis 7 cm Abstand, aus Stücken von 6 m Länge, mit umgebogenen und übergreifenden Enden, spiralförmig zusammengefügt; Verteilungseisen von 8 mm Durchm., in Stücken von 12 m Länge und in Abständen von 20 cm, in der Längsrichtung verlaufend, wurden innen mit Haken an der Ringbewehrung befestigt, jedes dritte Verteilungseisen zwischen Stampfbeton und Ringbewehrung verlegt, um einen Abstand zwischen diesen zu sichern (Abb. 61). Die Torkretschicht wurde nach Möglichkeit glatt gestrichen, um den Rauhigkeitsgrad zu vermindern (vergl. Abb. 5).

Nach acht Tagen Abbindezeit der Betonausmauerung wurde durch nachträglich gebohrte Löcher Zementmilch hinterpreßt, außerdem wurde der Beton in den Strecken ohne bewehrte Torkretschicht mit dünnflüssigem Zementmörtel vom Mischungsverhältnis 1 : 3 bis 1 : 1 angepinselt — „patschokiert" — an Stelle eines Verputzes oder Glattstriches.

Probeabpressungen, um die Wasserdurchlässigkeit und Nachgiebigkeit des Gesteins zu prüfen, wurden mehrfach vorgenommen, und es sei hier auf die eingehende Beschreibung des Bauleiters Direktor Dr. Ornig verwiesen,[11]) auf dessen freundlicher Mitteilung auch ein Teil der über den Teigitschstollen hier gemachten Angaben beruht. Danach hatte zunächst die Abdichtung der Abpreßdeckel so viele Schwierigkeiten gemacht, daß infolge der dadurch entstandenen Wasserverluste der erste, im April 1924 ausgeführte Versuch mißlang, und mehr als 0,5 at Überdruck nicht erreicht wurde. Erst nachdem diese Schwierigkeiten überwunden waren, konnte ein Probedruck bis zu 4,6 at erreicht und längere Zeit — bis 24 Stunden — beibehalten werden, wobei Wasserverluste in der 100 m langen Abpreßstrecke von 0,8 bis 1,0 l/Sek. gemessen wurden. Von dem Ausfall der weiteren Versuche wurden dann die vorher beschriebenen Daten der Auskleidung abhängig gemacht.

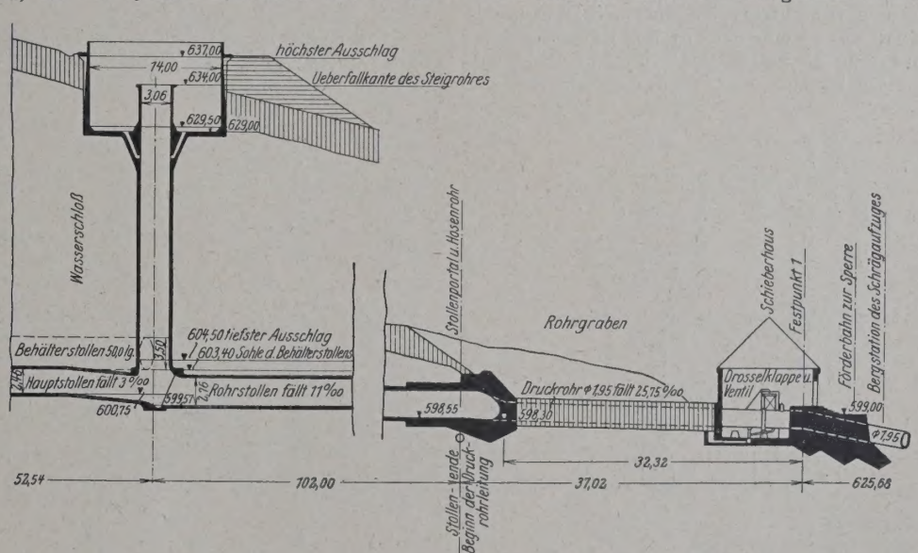


Abb. 62. Wasserschloß und Anschluß der Rohrleitung. Teigitschwerk, untere Stufe.

Ausbildung des Wasserschlosses und Anschlusses an die Rohrleitung sind aus Abb. 62 zu ersehen. Für Steigschacht und Behälterstollen war, außer einer Stampfbetonausmauerung, ebenso wie im Druckstollen noch eine zugfeste Abdichtungsschicht aus eisenbewehrtem Torkret vorgesehen.

---

[11]) Ornig, „Der Stollenbau des Teigitsch-Kraftwerks", Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1924, Nr. 45/46.

Die Arbeiten werden ausgeführt von der Steirischen Wasserkraft- und Elektrizitäts-Akt.-Ges. (SteWEAG) als Bauherrin und dem Steirischen Wasserbausyndikat-Wien als Unternehmung, an der auch die SteWEAG beteiligt ist. Das Werk ist im März d. J. eröffnet worden.

Für den zweiten Ausbau sind die Arbeiten auch bereits in Angriff genommen. Zur Untersuchung des Gesteins für die künftige Staumauerbaustelle sind Sondierstollen von 1,6 · 1,8 m Querschnitt vorgetrieben worden und ergaben gesunden Gneis. Es wurden dabei im zweimännigen Handbohrbetrieb in 16 Stunden = 2 Schichten 7 Löcher zu 0,80 m Länge und 35/30 mm Durchm. hergestellt, und in der dritten Schicht wurde gesprengt — Dynamitverbrauch 3 kg für 1 m^3 Ausbruch — und geschuttert; die Vortriebsgeschwindigkeit für je 24 Stunden betrug 0,75 m. Ebenso war im Sommer 1924 bereits der Einlaufstollen für den zweiten Ausbau in Angriff genommen; im dreimännigen Handbohrbetrieb wurden in zwei Schichten = 16 Stunden 8 bis 12 Löcher zu 1 m Länge und 35/40 mm Durchm. hergestellt, Dynamitverbrauch rd. 2,5 kg/m^3; die Vortriebsgeschwindigkeit betrug 0,90 m für je 24 Stunden.

Das Ybbswerk.

Die Ybbs, ein Nebenfluß der Donau in Niederösterreich, mit einem Einzugsgebiet von 1400 km^2 bis zur Mündung, bildet zwischen Göstling und Opponitz eine 34 km lange Schleife, deren Gefälle von rd. 127 m durch eine unmittelbare, die Schleife abschneidende Oberwasserführung von 11,64 km Länge für Elektrizitätsversorgung der Stadt Wien ausgenutzt wird. Die im November 1921 zu dem Zweck gegründete Wasserkraftwerke-Akt.-Ges. (WAG), an der die Stadt Wien hervorragend beteiligt ist, vergab die Arbeiten zum Bau der Anlage im Dezember 1921, und im Januar 1922 wurden sie begonnen.

Unterhalb Göstling wird das Wasser der Ybbs, die bis hier ein Einzugsgebiet von 322 km^2 hat, 4,80 m über Niedrigwasser durch ein Dachwehr, ein selbsttätiges Klappenwehrsystem Huber & Lutz, gestaut, gefaßt und in einem 230 m langen offenen Kanal der Stollenleitung zugeführt. Diese besteht aus mehreren Einzelstollen, verbunden durch Dückerleitung und Rohrbrücken (Abb. 63 u. 64), und zwar sind die Stollen Freispiegelstollen mit einem Gefälle von 0,85 ‰. Der lichte Querschnitt ist infolgedessen nicht, wie bei den vorbesprochenen Druckstollen, kreisförmig, sondern hufeisenförmig (Abb. 66), lichte Höhe = lichte Weite = 2,6 bis 2,7 m, entsprechend einem lichten Querschnitt von 5,7 bis 6,15 m^2.

Der erste, den „Königsberg“ durchfahrende Stollen, 3696 m lang, schließt an den offenen Kanal und an eine nach System Büchi erbaute Entsandungsanlage an und mündet bei St. Georgen 22 m über der Sohle des Ybbstales in eine Dückerleitung. Er liegt, wie alle Stollen außer an den beiden Mündungen, hier weitere Angriffstellen zu schaffen. Der letzte Durchschlag fand statt nach 13 Monaten Vortrieb am 27. IX. 1923. Er erhält durchweg eine Betonverkleidung und, wie alle Stollen dieser Anlage, einen Verputz von geschliffenem Zementglattstrich, um bei dem geringen Gefälle von 0,85 ‰ den Reibungsgrad möglichst klein zu halten.

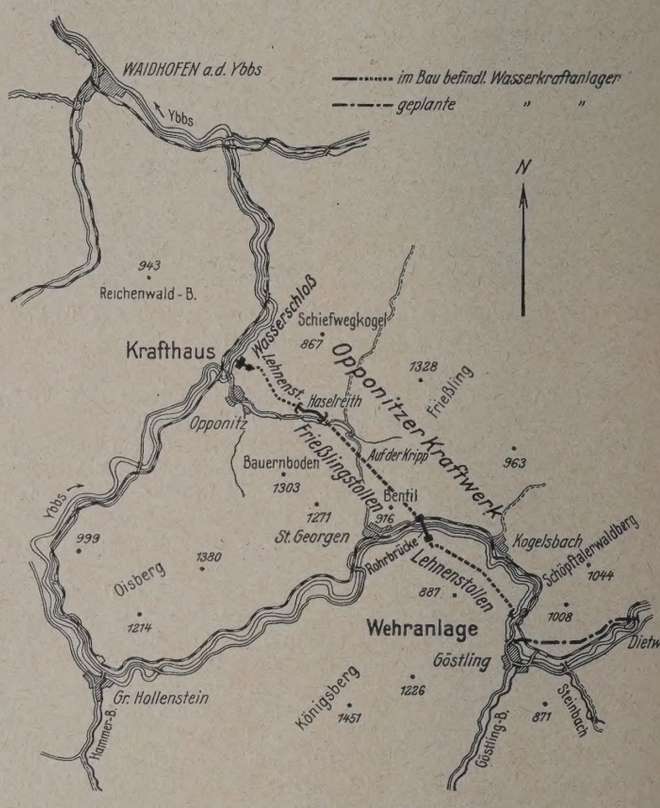


Abb. 63. Lageplan Ybbswerk.

Die Kreuzung mit dem Ybbstal bei St. Georgen sollte ursprünglich durch Unterfahrung der Ybbstalbahn, des Ybbsflusses und der Straße mit einem Eisenbetonrohr bewirkt werden, und die Arbeiten für die

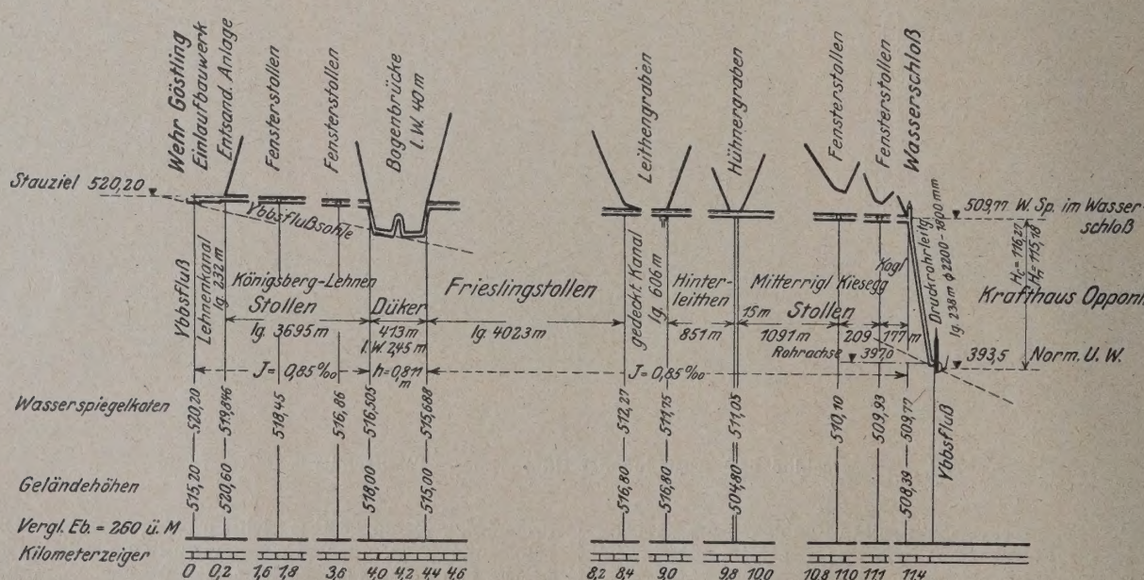


Abb. 64. Längsschnitt Ybbswerk.

dieses Werkes, in der Alpentrias, und zwar dieser Stollen in „Gutensteiner Kalk“, „Lunzer Schichten“, „Grauwacke“, „Opponitzer Kalk“ und Hauptdolomit. Die Gebirgsverhältnisse waren für den Vortrieb äußerst günstig: kein Wasserandrang, und Auszimmerung nur für kurze Strecke nötig. Einzelheiten des Vortriebes sind von diesem Stollen bis dahin nicht bekannt geworden. Da der „Königsbergstollen“ ein „Hang-“ oder „Lehnenstollen“ ist, so war es möglich, durch zwei Fensterstollen, Unterdückerung des Flusses waren auch bereits in Angriff genommen, als am 10. X. 1923 ein plötzlich auftretendes Hochwasser den für Herstellung einer Baugrube auf halbe Flußbreite erbauten Fangedamm wegriß. Um vor weiteren derartigen, die Ausführung hemmenden oder sogar unmöglich machenden Ereignissen sicher zu sein, entschloß man sich darauf, die Kreuzung mit dem Fluß nicht als Dücker, sondern als Brücke auszuführen. Es wird also nun im Tal die Bahn mit

Eisenbetonrohr von 2,45 m Durchm. unterfahren, der Fluß mit einer nach System Melan erbauten Eisenbetonbogenbrücke von 40 m Spannweite, die die aus Eisen hergestellte Rohrleitung trägt, überbrückt und schließlich die Straße mit Eisenbetonrohr wieder unterfahren (Abb. 64). Die Ausführung dieser Anlagen von Wehr bis Talkreuzung einschließlich wurden ausgeführt von der Wiener Unternehmung E. Ast & Co.

Den Hauptteil der Zuleitung bildet nun der anschließende, 4023 m lange, das Massiv des 1328 m hohen Friesling durchfahrende Stollen, der nur von den beiden Enden aus vorgetrieben werden konnte und dessen Herstellung weit mehr Schwierigkeiten bereitete als die des Königsbergstollens.

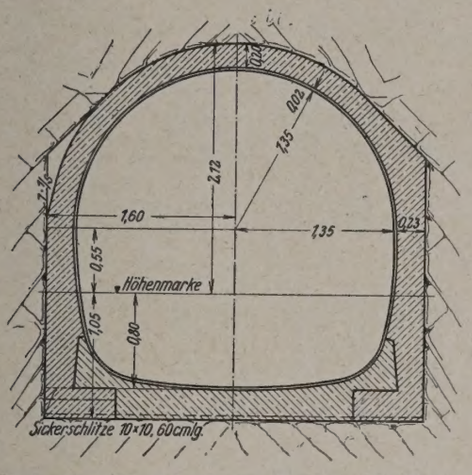


Abb. 65. Querschnitt der (Freispiegel-) Stollen des Opponitzer Ybbs-Kraftwerks.

Er liegt zum größten Teil im Hauptdolomit bis auf 100 m „Lehnenschotter“ auf der Südseite und 720 m „Talschotter“, „Grauwacke“ und „Haselgebirge“ auf der Nordseite, an sich für den Stollenbau nicht zu fürchtende Gesteinverhältnisse, aber der starke Wasserandrang und das Antreffen von Gips- und Anhydritstrecken sowie von schwefelsäurehaltigem Wasser bedingten erhebliche Erschwernisse beim Vortrieb und Ausbau. Auf der Südseite gingen durch Wassereinbrüche im ganzen 68 dreischichtige Vortriebstage verloren. Im Juni 1923 mußten die Vortriebsarbeiten wegen eines großen Wassereinbruchs bei km 1295, der das Ort, weil im Gefälle liegend, zum Ersäufen brachte und bis zu einer Höhe von 1,5 m über Sohle voll Schlamm füllte, vollkommen eingestellt werden. An derselben Stelle, einem Bergspalt, fand am 27. VII. 1923 noch einmal ein Schlammeinbruch statt, so daß der Vortrieb erst wieder am 31. VII. nach sechs Wochen völliger Ruhe wieder aufgenommen werden konnte; auch danach war noch ein Wasserausbruch von 250 l/Sek. an derselben Stelle zu bewältigen. Für die dauernde Abführung der im ganzen etwa 200 l/Sek. betragenden Wassermenge mußten infolge der nach dem Stollenmund zu in der Steigung liegenden Sohle besondere Vorkehrungen getroffen werden; sechs durch Elektromotoren von rd. je 10 PS betriebene Kreiselpumpen drückten das Wasser aus den Pumpensümpfen in die hochgelegte Leitung, die aus Holzkastenrohr bezw. -rinne, mit Dachpappe ausgeschlagen, bestand; das in den zwischenliegenden Strecken sich ansammelnde Wasser wurde stufenweise aus kleineren Pumpensümpfen mit entsprechend kleineren Pumpensätzen zu dem großen Pumpensumpf gefördert, wie aus dem Schema (Abb. 66) zu erkennen ist.

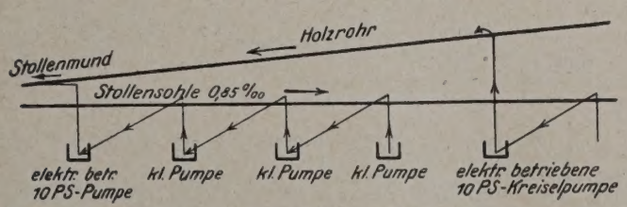


Abb. 66. Schema für die Entwässerung im fallenden Stollen.

Für diese kleinen Pumpen bis zu 10 l/Sek. Leistung verwendete die ausführende Unternehmung Brüder Redlich & Berger, Wien, mit Erfolg eine eigenartige, mit Preßluft betriebene Konstruktion nach einem Patent ihres Werkmeisters Bergamo: Ein zylindrischer Kessel mit Deckelventilen im Boden wird in das Wasser des Pumpensumpfes gestellt, das Wasser dringt durch die Ventile in das Innere, bis ein durch Schwimmer betätigter und daher selbsttätig arbeitender Hahn bei gefülltem Kessel Preßluft einstreichen läßt, dadurch einen Überdruck erzeugt, der die Plattenventile schließt und ein Rohrventil für Abfluß öffnet, so daß das Wasser durch die Preßluft aus dem Kessel herausgedrückt wird; der wieder heruntergegangene Schwimmer schließt dann die Preßluftzufuhr, das Wasser dringt wieder von unten ein, und das Spiel beginnt von neuem. Das Bemerkenswerteste an dieser Bauart ist, daß diese Pumpe ohne Wartung und ohne Aufsicht ständig in Betrieb bleiben kann und daß beispielsweise nach den auf der Baustelle erhaltenen Mitteilungen eine dieser Pumpen zur Zeit des Besuches durch den Verfasser bereits seit fünf Monaten ununterbrochen gearbeitet haben soll, selbsttätig, auch bei ungleichmäßigem Wasserandrang; der Luftverbrauch ist gleichbleibend etwa 1 m³ für 1 m³ Wasser bei 1 m Hubhöhe.

Auch auf der Nordseite war der Wasserandrang bedeutend, wenngleich die Abführung wegen der nach dem Stollenmund zu im Gefälle liegenden Stollensohle nicht so viel Schwierigkeiten machte wie auf der Nordseite. Immerhin gingen auch hier infolge von Wassereinbrüchen im ganzen 21 Vortriebstage verloren. Die abzuleitende durchschnittliche Gesamtwassermenge betrug 40 bis 80 l/Sek., im Juni 1923 drei Wochen hindurch 150 l/Sek., und der dauernde Wasserandrang vor Ort wirkte auch verzögernd auf die Vortriebsgeschwindigkeit.

Der Vortrieb begann auf der Südseite am 11. II. 1922, auf der Nordseite am 4. V. 1922, der Durchschlag fand am 11. VII. 1924 statt. Es wurde zunächst ein Richtstollen von 5,3 bis 6,0 m² Querschnitt vorgetrieben, dem der Vollausbruch bezw. die Ausweitung auf rund 10 m² folgte. Vor Ort wurde mit je drei Flottmann- und Ingersoll-Bohrhämmern gebohrt, je Angriff 12 bis 16 Löcher zu durchschnittlich 1,5 m Länge und 35 mm Weite, gesprengt mit Dynamit I bei einem Verbrauch von durchschnittlich rd. 3 kg für 1 m³ Ausbruch. Die Vortriebsgeschwindigkeit, bezogen nur auf die Tage, an denen vor Ort gearbeitet werden konnte, betrug auf der Nordseite 2,67 m/Tag und auf der Südseite 4,43 m, jedoch wurden auch Tagesleistungen auf der Nordseite bis zu 5,50 m und auf der Südseite bis zu 7 m erreicht. Gefördert wurde auf 76 cm Spur mit Holzkastenwagen und 22-PS-Lokomotiven, Fabrik Deutz-Oberursel, mit Sparvergaser, deren zuverlässiges Arbeiten während der ganzen damals bereits $2^1/_2$ Jahre dauernden Bauzeit gelobt wurde.

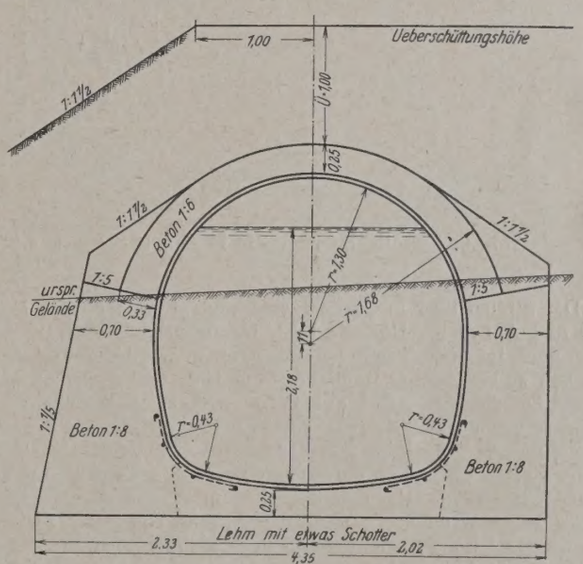


Abb. 67. Querschnitt des überdeckten Kanals.

Es war auch hier der Versuch einer maschinellen Schutterung gemacht worden. Nachdem in Amerika schon mit Preßluft betriebene „Schaufellader“ — Shuvelloader — Erfolge erzielt haben sollen,[12]) wurde auch hier versucht, den Gedanken einer durch Preßluft zu betreibenden Schuttermaschine zu verwirklichen: Ein Kolbenpaar soll einen mit einer schaufelartigen Schneide versehenen Behälter in bezw. unter den herausgesprengten Ausbruch vorschieben, ein zweites Kolbenpaar den gefüllten Behälter wie bei einem Becherwerk hochheben und in einen kleinen, auf hochliegendem, kurzem Gleis laufenden Wagen auskippen. Der kleine Wagen wird dann von Hand auf dem kurzen Gleisstück bis über den heranfahrenden Förderwagen hinausgefahren und in diesen ausgekippt. Leider soll die Bauart bis dahin zu schwach

[12]) Vergl. H. Meyer, Technisch-wirtschaftliche Betrachtungen zum Wasserkraftwerksbau in Nordamerika, Schwz. Bauztg. 1922, Nr. 10.

gewesen sein und teilt somit das Schicksal so vieler anderer, bereits gemachter Versuche mit sogenannten Schuttermaschinen. Auch wenn diese Maschine noch stärker und somit leistungsfähig gebaut werden sollte, bleibt immer der Nachteil der großen Sperrigkeit, und es bleibt abzuwarten, ob auch bei einwandfrei arbeitender Maschine der Vorteil einer vielleicht kürzeren Schutterzeit ihre Nachteile aufheben würde, nämlich: Vorschaffen, Aufstellen, Zurückziehen, Ausbesserungen, großer Platzbedarf; Nachteile, die im engen Stollen sich besonders fühlbar und sich in Zeitverlusten geltend machen können.

Für Belüftung während des Vortriebes war Sorge getragen worden durch Aufstellen von Hochdruckventilatoren, deren Antrieb durch Drehstrommotoren so geregelt war, daß bei länger werdendem Stollen durch Änderung der Vorgelege auch die Umdrehungszahl und damit auch die Luftzufuhr entsprechend gesteigert werden konnte bis zu 4000 Min. auf der Nordseite für eine Menge von 1 m³/Sek. und bis zu 2300 Min. auf der Südseite für eine Menge von 0,8 m³/Sek.

An den „Frieslingstollen" schließt dann eine 606 m lange Strecke, die im offenen Tagebau als gedeckter Kanalbau hergestellt wurde. Der Querschnitt ist aus Abb. 67 ersichtlich.

Den Rest der Oberwasserführung bildet der „Opponitzer-Stollen" von Haselreith bis zum Wasserschloß. In seinem Zuge befinden sich zwei Bachkreuzungen, die mit Bogenbrücken aus Stampfbeton von 3,0 bezw. 12,1 m Spannweite überwunden werden. Die Brücken tragen Eisenbetonkonstruktionen für die Wasserführung. Da dieser Stollen ein Hangstollen ist, so konnte die Zahl der Angriffstellen durch zwei Fensterstollen um vier auf im ganzen acht vermehrt werden. Genauere Vortriebsergebnisse sind nicht bekannt geworden.

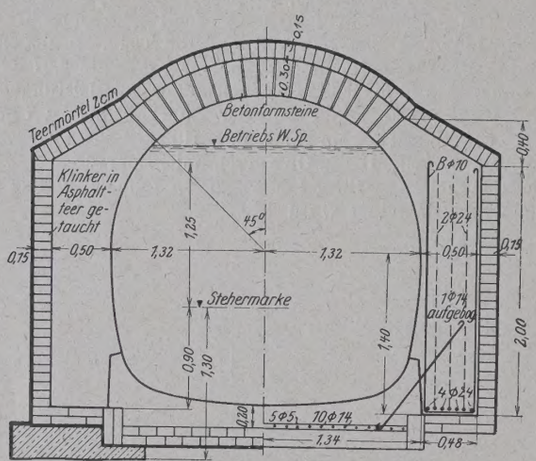


Abb. 68. Stollenquerschnitte in den Gipsstrecken.

Der Stollen liegt in „Grauwacke" und „Haselgebirge", 1125 m im Gips und Anhydrit. Und die letzte Gebirgsart, die übrigens streckenweise auch im Frieslingstollen angetroffen wurde, zwang in diesen Strecken zu besonderen Maßnahmen, da Gips und Anhydrit mit ihrem Schwefelgehalt zersetzend auf Beton wirken, und Anhydrit zudem wegen seiner starken Neigung zur Feuchtigkeitsaufnahme und damit zur Volumenvergrößerung und der damit verbundenen Druckhaftigkeit gefährlich ist. Ebenso mußte dem stellenweise schwefelhaltigen Wasser abgewehrt werden. Um den Beton in möglichst abgebundenem Zustande zu verwenden, in dem der Angriff von Schwefel eine Zersetzung des Betons nicht mehr in dem Maße herbeiführen kann wie während des Abbindens, wurde er in Gestalt von Formsteinen vermauert, die vorher mit dem bergseitig zu versetzenden Ende in heißen Asphaltteer getaucht waren. Außerdem erhielt das so hergestellte Gewölbe an der Außenleibung einen 2 cm starken Überzug aus Teermörtel, der durch eine Rollschicht aus ebenfalls in heißen Asphaltteer ganz eingetauchten Klinkern geschützt wurde (Abb. 68). Schwefelhaltige Wasser wurden mit Steinzeugrohren gefaßt und zu dem ebenfalls aus Steinzeug hergestellten Entwässerungsrohr geleitet. Trockener Anhydrit wurde sofort nach Ausbruch und nach Abblasen durch Preßluft, mit dünnflüssigem Teeröl gestrichen, um Feuchtigkeitsaufnahme zu verhindern.

Die letztgenannten Arbeiten wurden ausgeführt von der Firma Innerebner & Mayer-Innsbruck.

[13]) Vergl. auch Kuhn, „Über den Stand der Bauarbeiten bei den Wasserkraftwerken der Gemeinde Wien", Die Wasserwirtschaft 1924, Nr. 4/5 und Kuhn, „Zur Vollendung des Ybbs-Kraftwerkes Opponitz", daselbst 1925, Nr. 3.

In einem 238 m langen Druckrohrstrang von 2,20 bis 1,80 m Durchm. wird das Betriebswasser vom Wasserschloß zu den 1,60 m tiefer liegenden drei Turbinen im Krafthause geführt, von je 4970 PS Leistung.[13]) Am 8. XII. 1924 wurden die Stollen erstmalig gefüllt, und am 27. XII. 1924 wurde das Werk in Betrieb genommen.

Das Wasserleitungswerk Kienberg—Gaming.

In unmittelbarer Nähe des Opponitzer Ybbswerkes läßt ebenfalls die Wiener Wasserkraftwerke-A.-G. bei Gaming ein anderes Kraftwerk entstehen, das insofern bemerkenswert ist, als in diesem das für die

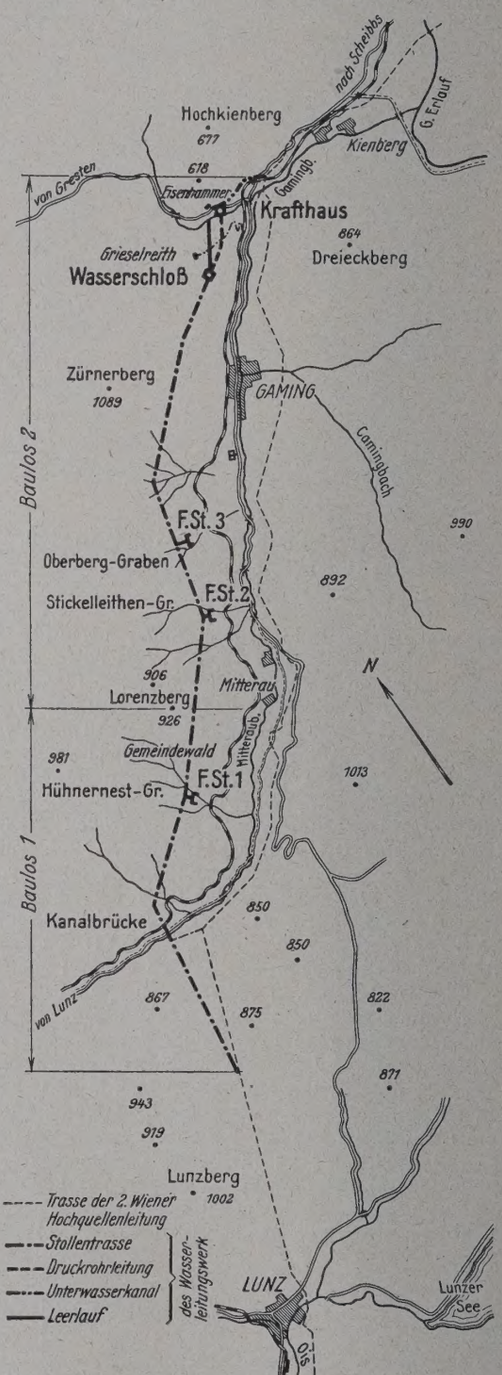


Abb. 69. Lageplan Wasserleitungskraftwerk Kienberg—Gaming.

Stadt Wien bestimmte Trinkwasser der zweiten Wasser-Hochquellenleitung erst gezwungen wird, in den Turbinen des neuen Werkes Arbeit zu leisten, ehe es seiner ursprünglichen Bestimmung zugeführt wird. Die ständig gleichbleibende Wassermenge von 2,315 m³/Sek. ergibt bei dem in zwei Stufen zwischen Lunz und Kienberg—Gaming ausnutzbaren Gefälle der zweiten Wiener Hochquellenleitung von 185 m und 32 m die Möglichkeit, 4640 PS in der ersten Stufe und 640 PS in der zweiten Stufe zu gewinnen.

Vorläufig wird nur die obere Stufe ausgebaut. Dazu wird von dem bestehenden Grubbergstollen eine neue, zum größten Teil im

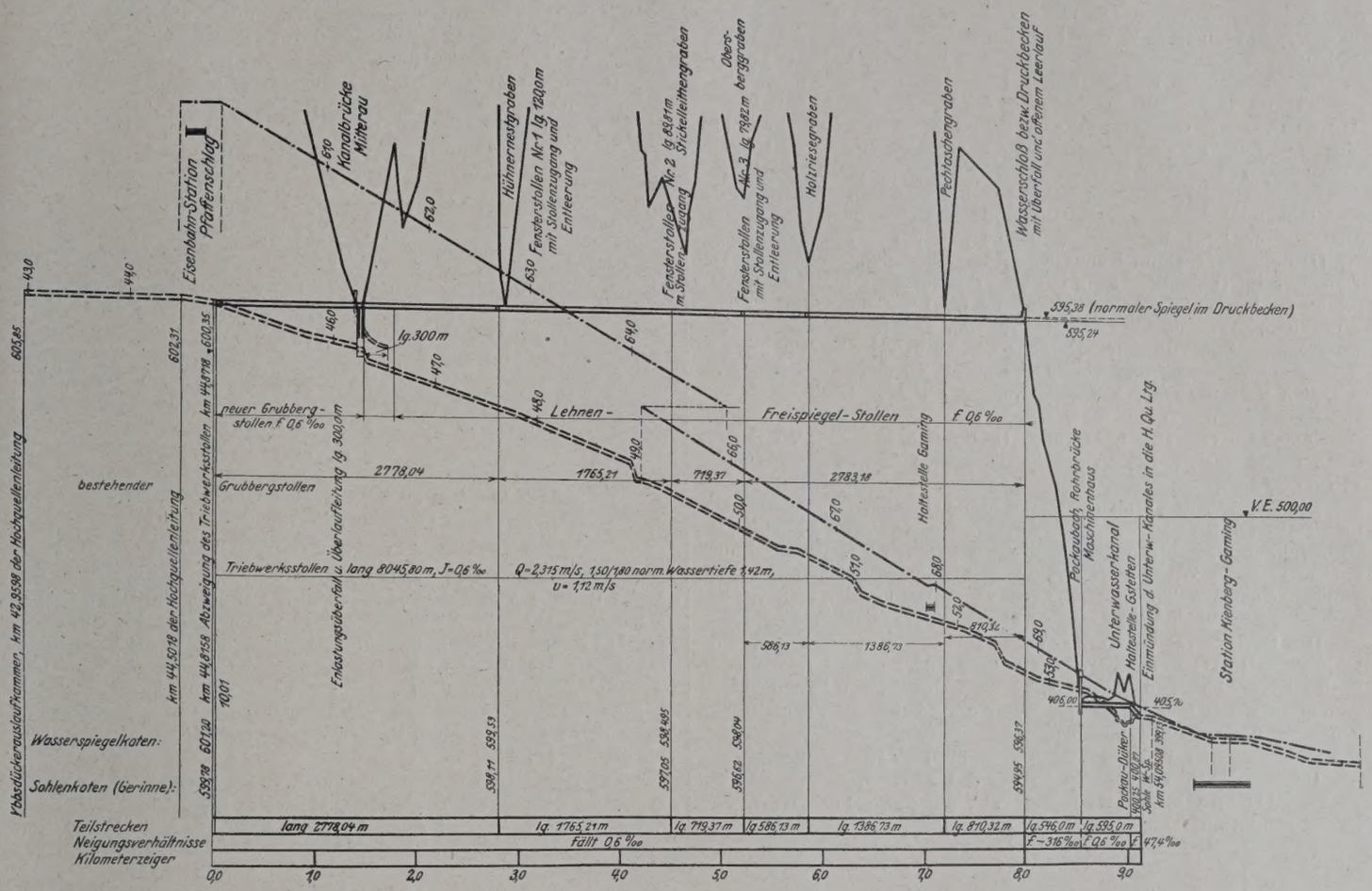


Abb. 70. Längsschnitt Wasserleitungswerk Kienberg—Gaming.

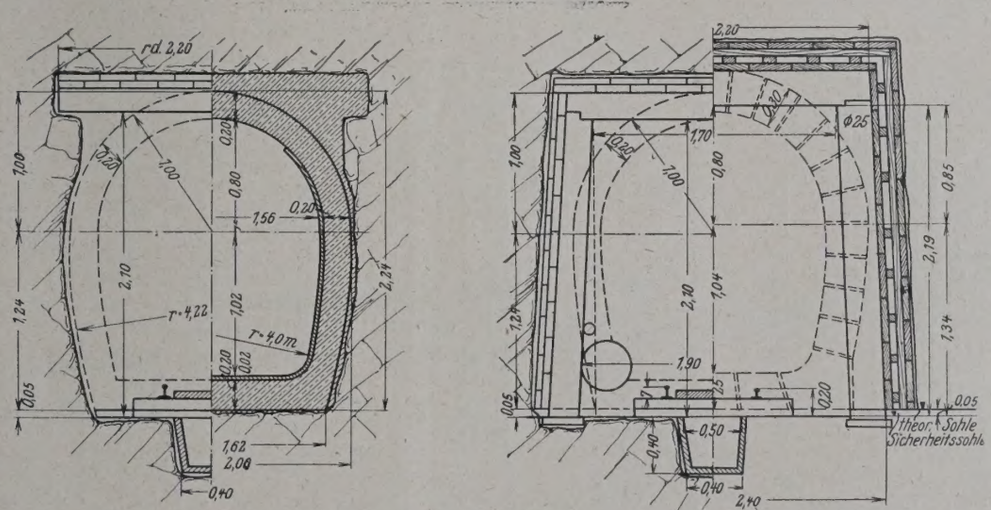


Abb. 71. Querschnitte der (Freispiegel-) Zulaufstollen Wasserleitungswerk Kienberg—Gaming.

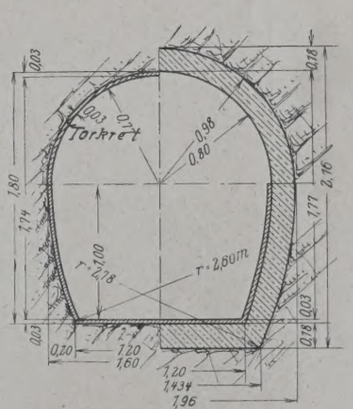


Abb. 72. Querschnitt des Überfallstollens.

Stollen geführte, 7993 m lange Leitung abgezweigt. Aus Abb. 69, 70 u. 71 sind die einzelnen Stollenstücke und ihre Abmessungen zu ersehen. Die Stollen sind Freispiegelstollen mit 0,6 ‰ Gefälle, bei der Kreuzung des Mitteraubaches und der Straße Lunz—Gaming durch eine 50 m lange Kanalbrücke miteinander verbunden. Auf der Strecke Kanalbrücke—Wasserschloß konnte der Vortrieb beschleunigt werden durch Anlage von drei Fensterstollen; von der Kanalbrücke aus wurde außer dem auf die Anschlußstelle hinführenden Stollen noch als Abzweigung ein kurzer Verbindungsstollen (Abb. 72) zur alten Hochquellenleitung vorgetrieben, der als Sicherheitsventil zu dienen hat, d. h., falls infolge Stillstandes der Turbinen ein Stau im Stollen eintritt, öffnet sich selbsttätig der Abschluß, und das Wasser fließt in die alte Leitung, dadurch eine Gefährdung des Stollens infolge auftretenden Innendrucks und eine Unterbrechung in der Wasserversorgung Wiens vermeidend. Denn für denselben Fall ist auch beim Wasserschloß ein Überfall vorgesehen, der plötzlich gestautes Wasser zunächst in einem verbreiterten Stollen und dann in offenem Absturzbett zu Tal fließen läßt so lange, bis der erwähnte Verbindungsstollen in Tätigkeit getreten ist. Die Wasserverluste sollen also durch diesen auf ein Mindestmaß beschränkt werden.

Die Stollen liegen im Hauptdolomit und in Triaskalken, Opponitzer Kalk, Lunzer Schiefer, Muschelkalk, Grauwacke. Der Vortrieb,

für den schließlich im ganzen neun Angriffstellen vorhanden sind, wurde begonnen am 26. IX. 1923. Gebohrt wird mit Preßluft-Bohrhämmern Flottmann B. V. und Ingersoll B. R. I. (5,5 bis 6 at). Bohrlochdurchmesser 32 bis 40 mm: im Dolomit je Angriff 12 bis 17 Löcher von durchschnittlich 1,20 bis 1,50 m Länge bei einem Ausbruchquerschnitt von 5 m² — wo Einbau nötig 6 m² — im Muschelkalk 12 bis 16 Löcher, in der Grauwacke 10 bis 12, im Opponitzer Kalk 9 bis 11, ebenso im Lunzer Schiefer, meistens mit Schlangenbohrern und Meißelschneiden, streckenweise auch mit Hohlbohrern für Luftspülung. Der Einbruch wird der bequemeren Bohrung wegen meistens oben — „italienisch" — geschossen. Der Sprengmittelverbrauch betrug im Dolomit für 1 m³ Ausbruch rd. 2 kg Dynamit I, 3,5 Sprengkapseln Nr. III und 4 m Doppelzündschnur, im Muschelkalk 1 bis 1,25 kg Dynamit, im Opponitzer Kalk 0,8 bis 1,0 kg und im Lunzer Schiefer 0,4 bis 0,6 kg, dazu durchschnittlich 1,4 bis 1,6 Kapseln und 2,4 bis 4 m doppelte englische Zündschnur. Die Vortriebsgeschwindigkeit betrug bis August 1924 im Dolomit rd. 5,0 m/Tag, im Opponitzer Kalk mit Wasserandrang von 30 l/Sek. rd. 3,5 m/Tag, in den zerdrückten Kalkstrecken mit Wasserandrang bis zu 48 l/Sek., in denen Getriebezimmerung nötig war, 1,35 m/Tag. Zur Förderung werden Benzollokomotiven Deutz, Daimler, Orenstein & Koppel „Montania" und „Gebus" — Benzol-elektrische Lokomotiven — verwendet auf Gleis von 60 cm Spur.

Die vorgesehene Ausmauerung mit Stampfbeton, Betonformsteinen und Torkretverputz ist aus Abb. 72 zu ersehen. Auf eine abdichtende Auskleidung muß besonderes Gewicht gelegt werden, da nicht nur ein Austritt des Wassers zu verhindern ist, sondern das durch den Stollen strömende Trinkwasser auch vor Beimengungen bezw. Verunreinigungen durch Gebirgswasser bewahrt werden muß.

Das Unterwasser wird durch einen Stollen von 595 m Länge und Querschnitt 1,56 · 1,80 m mit einem Gefälle von zunächst 0,6 ‰ und in den letzten 100 m mit 50 ‰ wieder der urprünglichen Hochquellenleitung zugeführt und wird dann später die Zuleitung zu dem Krafthause der unteren Stufe bilden.

Die genannten Arbeiten werden ausgeführt in zwei Baulosen von den Unternehmungen Mayreder, Krauss & Co.-Wien, zusammen mit Universale Bau-Akt.-Ges.-Wien und von der Firma Porr-Wien, zusammen mit Union-Bauges.-Wien.

Mit der Herstellung der Voreinschnitte für den Tunnel war bereits im Juli 1922 und mit dem Vortrieb des Richtstollens nur von einem Ende aus — da der Tunnel zum größten Teil im Gefälle liegt (Abb. 75) — am 21. IX. 1922 begonnen worden. Es wurde zunächst mit Brech- und Grabarbeit vorgegangen, dann im sandigen, festen und trockenen blaugrauen Tegel mit Bohren und Sprengen: Und zwar wurde von Hand mit Spiralbohrer und mit Schlägel und Eisen gebohrt, je An-

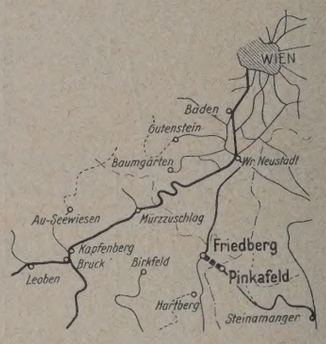


Abb. 73. Lageplan der Eisenbahnneubaustrecke Friedberg—Pinkafeld.

griff bei einem Vortriebsquerschnitt von 7,8 m² 10 bis 18 Löcher von 1,10 bis 1,20 m Länge und 35/40 mm Durchm.; zum Sprengen wurde Astralit, ein Ammonsalpetersprengstoff gebraucht, etwa 0,20 bis 0,28 kg/m³ Ausbruch, im sehr festen, konglomeratartig gebundenen sandigen Schotter bei 7,7 m² Querschnitt 0,38 kg Dynamon für 1 m³ Ausbruch, dazu je Bohrloch rd. 1 m Zündschnur und eine Sprengkapsel. Die Vortriebsgeschwindigkeit betrug bei drei Schichten zu 8 Stunden 2,40 m/Tag, fünf Wochen hindurch sogar 3,1 bis 3,6 m/Tag bis zum 9. I. 1923.

Von da ab setzten wegen des auftretenden Wassers die Schwierigkeiten ein. Durch den Wasserzutritt, der ein Blähen und Auflockern der zu durchörternden Massen zur Folge hatte, wurde der Druck so

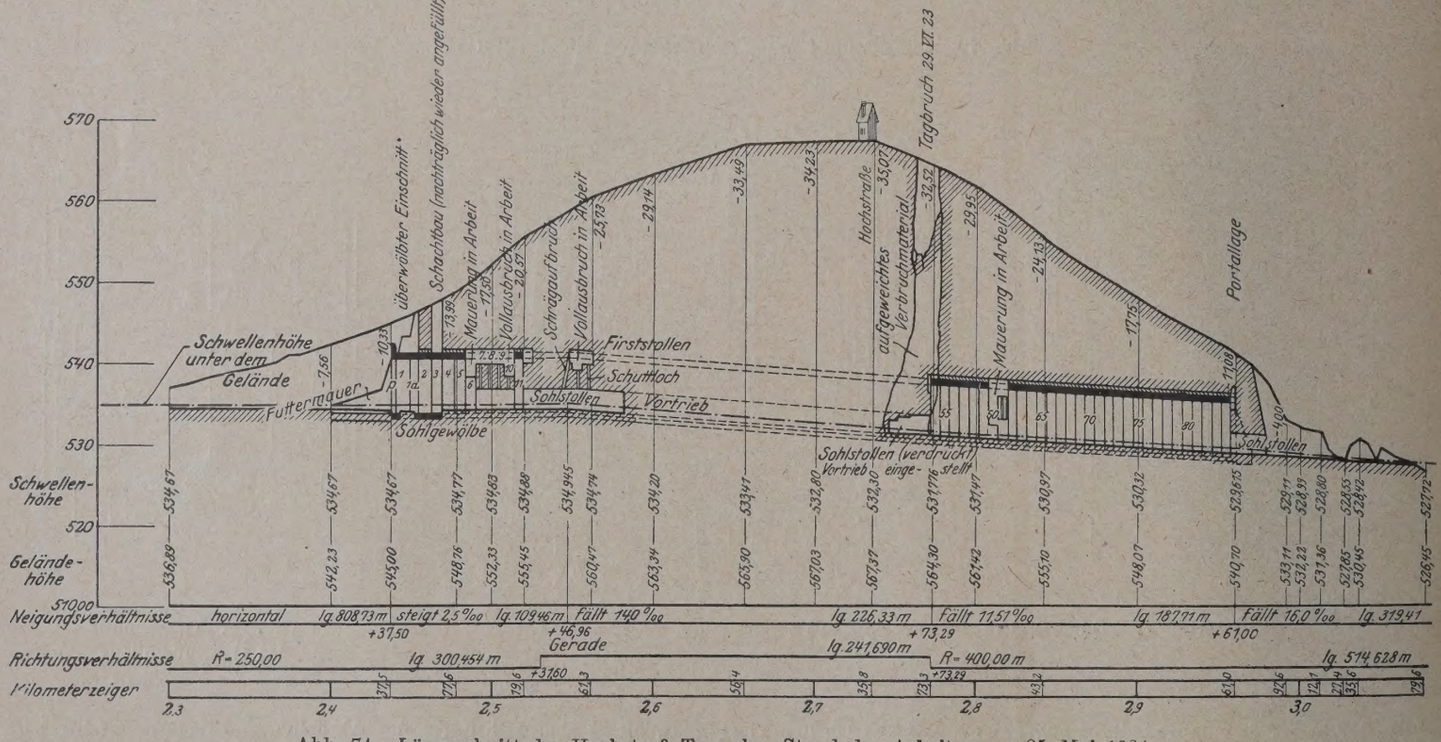


Abb. 74. Längsschnitt des Hochstraß-Tunnels. Stand der Arbeiten am 25. Mai 1924.

Der Hochstraß-Eisenbahntunnel.

Im Zuge der entstehenden eingleisigen Verbindungsbahn Friedberg—Pinkafeld (Abb. 74) ist bei Friedberg in Steiermark ein 523,5 m langer Tunnel mit einer höchsten Überlagerung von nur rd. 35 m über Schwellenoberkante erbaut, dessen Richtstollenvortrieb und Ausbau infolge des angetroffenen, z. T. wasserführenden Lehms und blähenden blauen Tegels erhebliche Erschwernisse verursacht hat.

groß, daß auch ein starker „Mann an Mann gestellter" Holzeinbau nicht mehr genügte und daß es sogar am 29. VI. 1923 zu einem Tageinbruch kam (Abb. 74). Ein Schildvortrieb für den Richtstollen wurde versucht und mißlang, da zwar der schwere Holzeinbau, gegen den der Schild abgestützt wurde, nachgab, der Schild selbst aber nicht vorwärtszubringen war, so daß er schließlich aufgegeben und der Vortrieb auf dieser Seite am 23. XI. 1924 eingestellt werden mußte.

Im Mai 1924 wurde dann noch einmal versucht, mit Getriebezimmerung und kleinerem Querschnitt den Richtstollen vorzutreiben, aber auch dieser Versuch mußte wegen erneuten Wasserandranges und zu großen Druckes wieder aufgegeben werden, und der Vortrieb endete auf dieser Seite am 28. V. 1924 endgültig.

Auf der anderen Seite war in Abänderung des ursprünglichen Entwurfes nach dem am 9. I. 1923 stattgefundenen Wasser- und Schlammeinbruch der Vortrieb eines Richtstollens am 30. I. 1923 in Angriff genommen worden. Auch hier stellten sich ähnliche, wenn auch nicht unüberwindliche Schwierigkeiten durch Wasser und dadurch bedingten großen Druck ein. Auch hier kam es zu einem Tagbruch, der überwunden wurde durch Abteufen eines 14,5 m tiefen Schachtes von 7,0/8,0 m Durchm., in dessen unterstem Teil ein Ringstück des endgültigen Tunnelmauerwerks fertiggestellt wurde, an das anschließend noch weitere Zonen ausgemauert wurden, während der Stollenvortrieb in dieser Zeit sieben Monate bis zum 22. II. 1924 ruhte. Der weitere Vortrieb im „vorwiegend trockenen, grobschotterig-lehmigen Gebirge“ und im blaugrauen Tegel ohne Wasserandrang vollzog sich dann ohne sonderliche Schwierigkeiten mit einem mittleren Tagesfortschritt von 1,50 m, so daß am 22. IX. 1924 der Durchschlag stattfinden konnte.

In den Verbruchstrecken und Wasser führenden, stark drückenden Teilen wurde der Vollausbruch und die Ausmauerung in der Weise bewerkstelligt, daß von dem Richtstollen aus kurze, etwa 2,5 m lange Querstollen mit Getriebzimmerung nach beiden Seiten vorgetrieben und voll ausgemauert wurden, so daß die Ausmauerung am Ende dieser kurzen Querstollen schon die endgültige Tunnelausmauerung darstellte. Ähnlich wurde darüber mit einem Längs- und entsprechenden Querstollen vorgegangen, so daß immer nur kleine Räume ausgebrochen und sofort mit Mauerwerk geschlossen wurden, bis innerhalb einer Zone das endgültige Tunnelmauerwerk geschlossen fertiggestellt war und in seinem Schutze dann das zeitweilige Mauerwerk entfernt werden konnte.

Die Arbeiten wurden ausgeführt von der Wiener Unternehmung Brüder Redlich & Berger.

Nach Mitteilung des Österreichischen Bundesministeriums für Handel und Verkehr und der örtlichen Bauleitung, Hofrat Alf, denen auch die hier genannten Zahlenangaben zu verdanken sind, sind die Arbeiten Ende Mai d. J. beendet. Es ist von dem Österr. Bundesministerium für Handel und Verkehr beabsichtigt, nähere Einzelheiten über diesen bemerkenswerten Bau auf der in diesem Jahre stattfindenden Verkehrstechnischen Ausstellung in München bekanntzugeben.

Schlußbemerkungen.

Als für den heutigen Stand des Ingenieurstollenbaues bemerkenswert sei auf Grund der vorausgegangenen Besprechungen von 17 Baustellen mit Stollenanlagen[14]) folgendes festgestellt:

Kennzeichnend für die Bohrarbeit bei neueren Stollenbauten ist, daß der Preßluftbohrhammer als Bohrwerkzeug vorherrscht. Der Grund dafür ist darin zu suchen, daß der Bohrhammer im Gegensatz zu den Stoßbohrmaschinen nicht das Schwergewicht des mitunter mehrere Meter langen Bohrstahles mit dem Kolben hin und her zu bewegen hat. Er ist infolgedessen viel leichter und kann bei den kleinen Typen, die etwa 12 bis 18 kg schwer sind, während des Bohrens von einem Mann gehalten und wie ein Handwerkzeug gebraucht werden. Die Leistung ist ein Vielfaches von der des Handschlagbohrens. Der Energieverbrauch von 2,5 bis 3 PS für einen Hammer, mit 8 bis 12 PS an der Kompressorwelle gerechnet, ist bedeutend geringer als der der Preßluft-Stoßbohrmaschinen und der unter hohem Druck arbeitenden Preßwasser-Drehbohrmaschinen. Die elektrische Stoßbohrmaschine hat zwar einen geringeren Energiebedarf, dafür ist aber auch die Leistung geringer und die Ausbesserungsbedürftigkeit groß, weil diese Maschine mit Schraubenfedern arbeitet, die erfahrungsgemäß eine öftere Auswechslung erfordern. Ferner aber haben alle anderen, sowohl elektrische, als Preßluft-Stoßbohrmaschinen, als auch Brandtsche Druckwasser-Drehbohrmaschinen wegen ihres Umfanges und Gewichts sogenannte Spannsäulen nötig, an denen die Maschinen befestigt werden, um den Gegendruck aufzunehmen; diese Spannsäulen werden zwischen den Feldwänden verspannt und tragen die schweren Bohrmaschinen. Das Heranschaffen der Spannsäulen und Bohrmaschinen, für das mitunter besondere Bohrwagen verwendet werden müssen, ist aber erst möglich, wenn nach einem Abschuß der Ausbruch vor Ort entfernt ist und die Stollenbrust wieder frei wird. Solange muß bei Anwendung von Bohrmaschinen an Spannsäulen oder von Bohrwagen, die auch selbst dem Gewicht der Maschinen entsprechend schwer sind, die Bohrarbeit unterbrochen werden. Die Gesamtzeit eines Angriffs, der aus Bohren, Laden, Schießen, Lüften und Schuttern besteht, wird also kürzer, wenn man, wie beim Handbohrbetrieb und dem leistungsfähigeren Bohrhammerbetrieb, während der ganzen Schutterzeit auch bohren kann. Und das ist der große Vorteil der Bohrhämmer, die bei ihrer Handlichkeit diesen Vorzug ermöglichen.

Die Spannsäule ist auch den Bohrhäuern im allgemeinen wenig erwünscht. Doch wird sie nicht ganz zu vermeiden sein dort, wo die Bohrleistungen zu gering werden und die Bohrzeiten zu groß. Für diese Fälle gibt es schwerere Bohrhammertypen von 35 bis 36 kg an verhältnismäßig leichten Spannsäulen, wie z. B. die sich gut bewährende sogenannte Hammerbohrmaschine der Demag, die bei annähernd gleichem Kraft- und Luftverbrauch anderen Bohrhämmern nach im Dezember 1923 ausgeführten Bohrversuchen auf Zeche Gewerkschaft Rathausberg-Böckstein in Salzburg erheblich überlegen sind, wie dem Verfasser anläßlich eines Besuches auf der Zeche von ihrem Direktor, Oberbergrat Dr. Imhof, freundlichst mitgeteilt wurde.

Abb. 75. Bohrhammerbetrieb während des Schutterns. Bretter als Auflager und Führung für die Bohrhämmer.

Um die Kraft des Rückstoßes besser überwinden und das ermüdende Gewicht des Hammers nicht immer halten zu müssen schaffen die Bohrhäuer sich dadurch ein Hilfsmittel, daß sie, auf dem Schutterhaufen sitzend und bisweilen angelehnt an diesen, die Rückstöße mit den Füßen aufnehmen, während der Bohrhammer, auf einem Brett gelagert, durch dieses eine Führung erhält (Abb. 75). Bei dieser Arbeitsweise neigt der Betrieb dazu, immer schräg nach oben gerichtete Bohrlöcher zu erzeugen und den Einbruch „italienisch“ zu schießen, nicht immer zum Vorteil des Vortriebes und bei Druckstollen auch nicht zum Vorteil im Hinblick auf die spätere Verwendung. Denn der Einbruch, der die Gesteinsverspannung aufhebt und neue freie Flächen schafft, bedarf einer stärkeren Sprengladung als die übrigen Schüsse und erschüttert dadurch das Gestein in der Umgebung. Liegen die Einbruchschüsse am Rande des endgültigen Ausbruchquerschnitts, wie das z. B. beim italienischen Einbruchschießen der Fall ist, dann erhält das umgebende stehenbleibende Gestein bei Innendruck die unerwünschten Eigenschaften der Nachgiebigkeit. Aus demselben Grunde muß auch bei Druckstollen vermieden werden, daß die Ladungen, besonders beim italienischen Einbruchschießen, zu stark werden — im Gegensatze zum Richtstollenvortrieb von Eisenbahn- und anderen Tunneln größerer Querschnitte, wo der Richtstollenquerschnitt nur einen Teil des ganzen Querschnitts bildet und eine Zermürbung des angrenzenden Gesteins für die spätere Fortnahme nur förderlich sein kann. Auf den Vorteil eines langgestreckten Schutterhaufens und der starken Zerkleinerung des Ausbruchs infolge starker Sprengladungen, die das Fortschaffen erleichtern, muß allerdings im genannten Fall verzichtet werden.

Als Sprengstoff werden heute nach dem Vorhergegangenen bei Ingenieurstollenbauten in den verschiedensten Zusammenstellungen und unter den verschiedensten Namen Gemische von Nitroglyzerin, Ammonsalpeter und verschiedenen Zumischstoffen verwendet — die Dynamite, bezw. als wirksamster Sprengstoff Nitroglyzerin + Kollodium — die Sprenggelatine, für leichtere Schüsse die weniger wirksamen Ammonsalpetersprengstoffe, die in den verschiedenen Zusammensetzungen be-

[14]) Während der Drucklegung dieser Arbeit hat Verfasser auch verschiedene Stollenbauten in Italien kennen gelernt; auch die dort gesammelten Erfahrungen bestätigen das im folgenden Gesagte.

kannt sind[15]) und deren Hauptbestandteil, wie der Name schon sagt, Ammonsalpeter ist.

Andere Sprengstoffe sind für den Ingenieurstollenbau weniger geeignet und daher nicht üblich. Auch die Verwendung flüssiger Luft oder flüssigen Sauerstoffs zum Sprengen, das sogen. „Sprengluftverfahren", hat bei dem heutigen Stande des Verfahrens doch noch solche Nachteile[16]), daß es im Ingenieurstollenbau noch keine Verbreitung gefunden hat. In den wenigen Fällen, in denen das Sprengluftverfahren im Ingenieurstollenbau versucht wurde, ist man wieder davon abgegangen, z. B. Treiser Tunnel, Stollen bei St. Johann, Murgwerk, Partensteinwerk. Auch beim Stollenbau des Liro-Werks bei Chiavenna in Oberitalien (Società Idroelettrica Cisalpina) hat man, nach freundlicher mündlicher Mitteilung des leitenden Direktors Ing. Gasparoni, nach anfänglicher Anwendung des Sprengluftverfahrens dieses dort nicht beibehalten können. Die Mitteilung: Fellner, „Erfahrungen mit dem Sprengluftverfahren im Stollenbetrieb", „Bautechnik" 1924, Heft 23, S. 235, die auch inzwischen mehrfach als Quelle angeführt worden ist, bedarf also einer entsprechenden Ergänzung.

Auch in dem Stollenvortrieb für das Marmore-Werk der Società Idroelettrica Piemonte (S I P), Breda bei Chatillon, wird zurzeit wieder mit flüssiger Luft gesprengt, wie Verfasser inzwischen gesehen hat, jedoch auch nur in beschränktem Umfange, in einem Stollenstück vom ersten Fenster aus, und zwar im festen Gestein ohne Wasserandrang. Die Notwendigkeit eines großen Bohrlochdurchmessers für Anwendung des Sprengluftverfahrens im festen Gestein macht dort schwere Bohrmaschinen an Spannsäulen nötig, die die erwähnten Nachteile der Zeitverluste haben.

In den beiden letztgenannten Fällen in Italien waren wirtschaftspolitische Erwägungen maßgebend, die dort einen Versuch mit flüssiger Luft angebracht erscheinen ließen; im letzten Fall auch der billige Erwerb einer schon gebrauchten Luftverflüssigungsanlage.

Für die Förderung im engen Stollen sind hölzerne Kastenwagen mit beweglichen Stirnwänden zu empfehlen. Von Lokomotiven wäre die Preßluftlokomotive an sich die idealste für den Stollen. Sie verschlechtert nicht nur nicht die Luft im Innern des Stollens, sondern trägt eher noch zu einer Verbesserung bei, ist kräftig und hat einen Aktionsradius bis zu 6 und 8 km. Aber sie erfordert eine teure Hochdruck-Kompressorenanlage und kann infolgedessen für kurze Stollenstücke nur ausnahmsweise in Frage kommen. Die elektrische Lokomotive mit äußerer Stromzuleitung hat ebenfalls den Vorteil, daß sie die Luft im Stollen nicht verschlechtert, hat aber den großen Nachteil der im engen Stollen hinderlichen und wegen Starkstromgefahr nicht unbedenklichen Freileitung. Akkumulatoren-Lokomotivwagen sind sehr schwer. Dampflokomotiven scheiden für den Stollenbau aus wegen des Abdampfes und der Kohlenfeuerung. Es bleiben also nur übrig Lokomotiven mit Antrieb durch Benzin-, Benzol- oder Rohöl-Verbrennungsmotoren. Diese haben aber den großen Nachteil, daß sie durch ihre Abgase im engen Stollen die Luft bedeutend verschlechtern, so daß Ohnmachtanfälle von Stollenarbeitern dort nichts Unbekanntes sind, doch muß in Ermangelung von etwas Besserem dieser Übelstand mit in den Kauf genommen und für entsprechende Belüftung gesorgt werden.

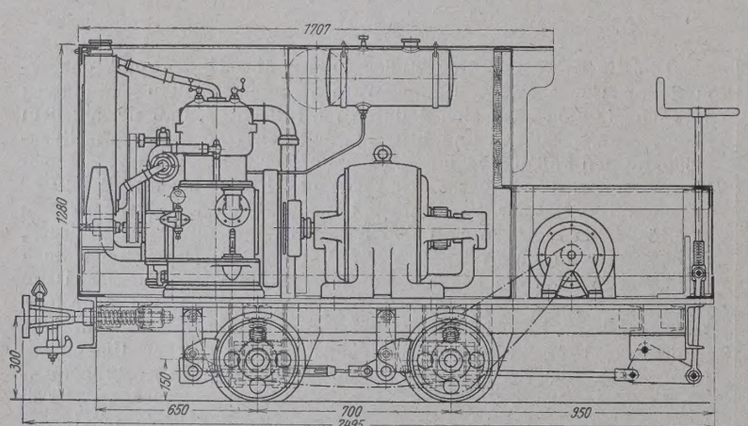


Abb. 76. Benzol-elektrische „Gebus"-Lokomotive, Bauart Gelinek-Salzburg.

[15]) Vergl. hierzu: Das Sprengstoffwesen im Preußischen Bergbau, Berlin 1924. Carl Heymanns Verlag.

[16]) Vergl. hierzu auch: Beurle, Bemerkungen zur Anwendung von Sprengluft im Stollenbau; Die Wasserwirtschaft 1925, Nr. 8.

Eine neue Bauart stellt dar die im vorigen mehrfach erwähnte benzol-elektrische Lokomotive der Firma M. Gelinek-Salzburg. Das Grundsätzliche in der Bauart dieser Lokomotive besteht darin, daß ein Verbrennungsmotor eine Gleichstrom-Nebenschluß-Dynomomaschine antreibt, die den Strom liefert für Antrieb von Gleichstrom-Hauptstrommotoren, so daß also diese Anlage ihre eigene Elektrizitäts-Erzeugungsmaschine mit sich führt. Die doppelte Energieumsetzung erweist sich dabei als nicht nachteilig, sondern für den Antrieb durch Verbrennungsmotoren sogar als vorteilhaft; denn da der Verbrennungsmotor ständig mit gleicher Umdrehungszahl läuft, so ist seine Ausnutzung eine bedeutend günstigere und infolgedessen auch der Brennstoffverbrauch. Auch die Luftverschlechterung durch die Abgase soll geringer sein. Als Brennstoff kann dienen Benzin, Benzol, Rohöl oder Holzkohlensauggas. Es ist ein stoßfreies Anfahren mit der Maschine mit vollem Drehmoment vom Stand aus möglich, und eine bedeutende Überlastung ohne schädliche Beanspruchungen. Die Achsen werden mit Kettenübertragung unmittelbar durch den Elektromotor angetrieben (Abb. 76). Ein weiterer Vorzug besteht darin, daß diese Lokomotive außerdem noch einen Triebwagen mit Motorantrieb mitnehmen kann, so daß sie auch geeignet ist zur gelegentlichen Beförderung größerer Einzellasten. Sie wurde dort, wo sie im Betriebe war, ausnahmslos gelobt.

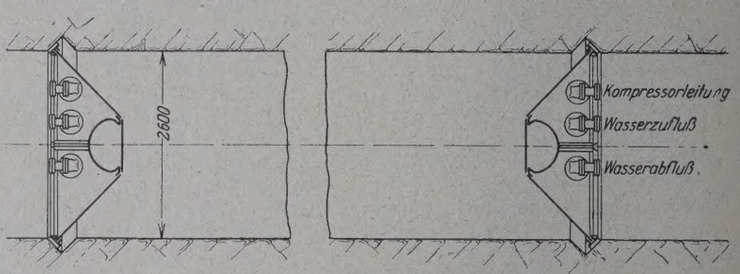


Abb. 77. Abschluß eines Stollenstücks für Abpreßversuche.

Ein weiteres wesentliches Merkmal heutiger Stollenbauten für Hochdruckwasseranlagen, für „Druckstollen", ist die Probeabpressung des ausgebrochenen Stollens zur Feststellung des Verhaltens des Gesteins gegenüber Innenwasserdruck. Nach den grundlegenden Versuchen, die von den Schweizerischen Bundesbahnen im Reusstollen des Amsteger Kraftwerkes seinerzeit gemacht wurden,[17]) und bei denen verhältnismäßig schwere Abpreßdeckel verwendet worden sind, ist es üblich geworden und zu empfehlen, derartige Versuche bei jedem Druckstollenbau vorzunehmen. Es wird dabei so vorgegangen, daß ein Stollenstück durch zwei derartige „Abpreßdeckel" abgeschlossen (Abb. 77) und unter Wasserdruck gesetzt wird, wobei etwaige Wasserverluste gemessen werden und nach dem Ablassen des Wassers die abgepreßte Strecke geprüft wird. Die Abpreßdeckel, wie sie beispielsweise von der Lokomotivfabrik Krauss & Co., Linz an der Donau, gebaut und geliefert und wie sie so oder ähnlich in den hier genannten Fällen von Abpressungen verwendet worden sind, haben die in Abb. 78 dargestellte Form und Abmessungen. Der Abpreßdeckel wird aus vier Teilen zusammengesetzt und hat ein Mannloch mit Tür, die nach dem Ablassen des Preßwassers eine sofortige Besichtigung der Abpreßstrecke zuläßt. Außerdem besitzt er einen Stutzen für Druckwasserzuleitung, einen für Wasserablaß und einen für Durchleitung von Preßluft für den dahinterliegenden Stollenabschnitt. Der Druck wird mit Manometer abgelesen. Abb. 79 u. 80 geben ein Bild von der Ansicht im Stollen während der Zusammensetzung, wie sie seinerzeit im Teigitschstollen vor sich ging.

Wesentlich für das Gelingen der Abpressungen ist ein gutes Widerlager, geschaffen durch einen entsprechend starken Mauerring, und eine gute Abdichtung zwischen Mauerring und Abpreßdeckel. Die Abdichtung wird vorteilhaft geschaffen durch Holz und dazwischengelegten Dichtungsstoff von geteertem Hanf, paraffiniertem Lampendocht oder Kautschuk.

Da die Abdichtung derartiger Stollen von besonderer Wichtigkeit ist, hat es nicht an einer ganzen Anzahl von Vorschlägen dafür gefehlt,[18]) von denen sich als zwekmäßig und wirtschaftlich die Ausführung einer innerhalb der den Außendruck aufnehmenden Aus-

[17]) Vergl. A. Schraffl, Schwz. Bauztg. a. a. O.

[18]) Vergl. Effenberger a. a. O. — Mühlhofer, Neuerungen auf dem Gebiete des Druckstollenbaues, Der Bauingenieur 1922, Nr. 18. — Wolfsholz, Neue Bauarten von Druckstollen, Beton u. Eisen 1922, Nr. 16. — Derselbe, Über das Druckstollenproblem, Beton u. Eisen 1924, Nr. 8. — Graber, Der Bau von Druckstollen für Wasserkraftwerke, Beton u. Eisen 1923, Nr. 13. — Walch, Über die Auskleidung von Druckstollen . . ., Der Bauingenieur 1925, Nr. 4, S. 118.

mauerung angeordneten, zugfesten Dichtungsschicht aus Gebläsebeton, bekannt unter dem Namen „Torkret“ oder im Auslande auch häufig „Gunit“ genannt, mit einer am besten spiralenförmig angeordneten Rundeiseneinlage, wie sie mehrfach bei den genannten Anlagen erwähnt worden ist, bewährt hat.

Außerdem sind für die Abdichtung wichtig Einpressungen von Zementmörtel zwischen Ausmauerung und Fels und bei klüftigem Fels auch bis in diesen hinein, um etwaige Hohlräume, die auch namentlich durch das Schwinden des Betons und besonders über dem Gewölbescheitel entstehen, auszufüllen und so zu verhindern, daß bei Innendruck infolge Dehnung der Betonverkleidung Risse entstehen und Wasser verlorengeht. Am bequemsten ist die Hinterpressung, wenn zu dem Zweck vorher Rohrstücke mit einbetoniert werden, so daß an die in das Stolleninnere hineinragende Schraubenmuffe dieses Rohrstückes das Mundstück des Preßmörtelschlauches angeschraubt werden kann (Abb. 43); im anderen Falle müssen nachträglich Löcher gebohrt werden, und das Preßmörtelschlauchende muß mit besonderem Mundstück, Abschlußteller und Dichtung versehen werden und durch eine spannsäulenartige Vorrichtung gegen das Bohrloch gepreßt werden, wobei die Abdichtung häufig Schwierigkeiten bereitet. Die für das Einpressen erforderlichen Maschinen sind heute in verschiedener Ausführungsform bekannt. Hiervon seien erwähnt:

1. die altbewährte Wolfsholz-Maschine, bestehend aus Kessel mit Schnecke bezw. von Hand zu betätigendem Rührwerk, um das Entmischen zu verhindern;

2. Bauart Kesselschmiede Richterswil-Schweiz, die eine ähnliche Maschine mit 14-PS-Preßluftmotor zum Antriebe des Rührwerkes herstellt, in der vom Verfasser beobachteten Form noch nicht zweckmäßig genug, da alle Hähne umständlich mit Schraubenschlüsseln zu betätigen sind, zu jeder Maschine vier Mann nötig sind und die Leistungen gegenüber anderen zurückbleiben;

3. Injektionsapparat der Torkret-Ges. Berlin, der das Rühren durch Preßluft bewirkt, so daß angeblich auch dickflüssigeres Mischgut verwendet werden kann; diese Maschine ermöglicht einen stetigen Betrieb und hat neuerdings Verbesserungen erfahren, die die Maschine auch für den Stollenbau noch geeigneter erscheinen läßt als die ursprüngliche Bauart;

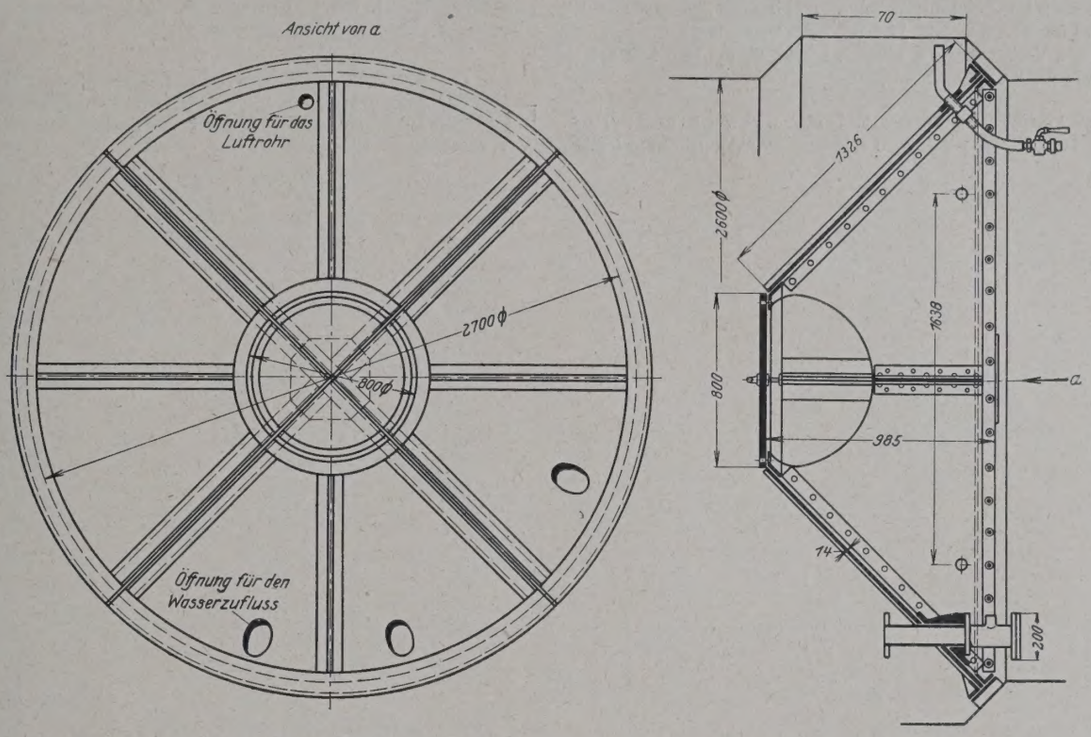


Abb. 78. Eiserner „Abpreßdeckel“ für Probeabpressungen von Druckstollen.

Abb. 79. Einbauen eines Abpreßdeckels.

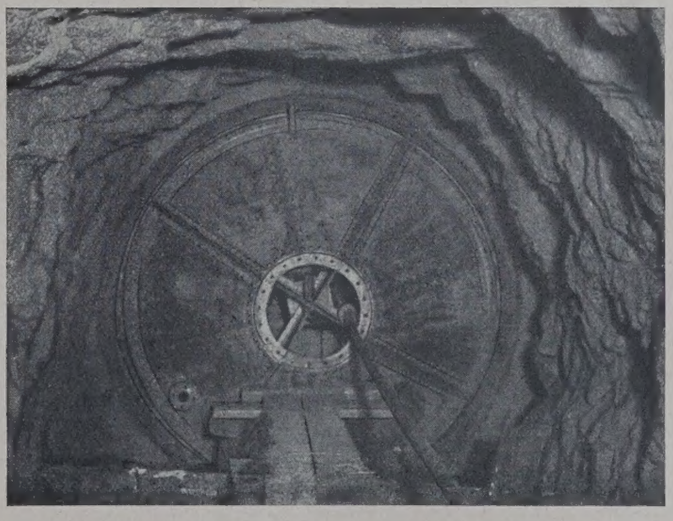


Abb. 80. Eingebauter Abpreßdeckel.

4. Bauart der Industriewerke Eisler & Warchalowski-Wien, die verschiedentlich gelobt wurde wegen ihrer sehr einfachen Ausbildung und Handhabung (kein Rührwerk), die rasche Bedienung gestattet, so daß Entmischung nicht zu befürchten ist, von kleinem Umfang, daher für enge Stollen besonders geeignet und mit verhältnismäßig guter Leistungsfähigkeit; es wurde beobachtet : 10 Mischen in der Stunde, im Durchschnitt = 700 l hinterpreßtes Mischgut.

Die Betonierleistungen im Stollen, für die die Fachwelt begreiflicherweise besonderes Interesse zeigt, schwankten je nach dem zur Verfügung stehenden Stollenquerschnitt, von dem auch die Größe der Belegschaft abhängig ist, und je nach der Organisation nach den Aufzeichnungen des Verfassers zwischen 21 und 36 m^3 in 24 Stunden, ausnahmsweise bis zu 60 m^3.

Die Frage der systematischen Aufzeichnungen beim Stollenvortrieb wurde vom Verfasser für so wichtig gehalten, daß sie bereits in einer gesonderten Abhandlung in der „Bautechnik“ 1925, Heft 1 behandelt worden ist, eine Auffassung, deren Richtigkeit dem Verfasser durch verschiedene inzwischen eingegangene Zuschriften bestätigt worden ist.

Zum Schluß sei die Anregung gestattet, daß von den dazu berufenen Stellen sowohl über die hier besprochenen Anlagen als auch über andere ähnliche nach Fertigstellung Denkschriften in wünschenswerter Ausführlichkeit[19]), wie sie im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich war, herausgegeben werden mögen zur Bereicherung des zurzeit noch etwas spärlichen Schrifttums über die Erfahrungen im Fachgebiete des neuzeitlichen Ingenieurstollenbaues.

---

[19]) Wie z. B. Eggenberger, Das Kraftwerk Ritom, Sonderdruck aus der Schwz. Bauztg. 1923, Bd. 81 u. 82; vorbildlich auch: Bürner, Die Bauausführung des Walchenseewerkes, Sonderdruck aus: „Die Wasserkraft“ 1924, Nr. 10.

Ermittlung der statisch unbestimmten Größen hochgradig statisch unbestimmter Rahmen unter Anwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Edgar Schmidt**, Lichterfelde-West.

Rahmenkonstruktionen, die hochgradig statisch unbestimmt sind, erfordern bei Zugrundelegung statisch bestimmter Hauptsysteme die Aufstellung und Auflösung einer großen Anzahl von linearen Gleichungen. Die Lösung dieser Aufgabe ist umständlich und unübersichtlich, besonders dann, wenn die verschiedenen Trägheitsmomente und die ungleichen Stützweiten berücksichtigt werden sollen. Die Anzahl dieser Gleichungen läßt sich beliebig verringern, wenn statisch unbestimmte Hauptsysteme mehrmals angewandt werden.

Werden bei einem n-fach statisch unbestimmten Rahmensystem nur drei an dem Punkte O_r angreifende statisch unbestimmte Größen $\overline{X}_r$, $\overline{Y}_r$ und $\overline{Z}_r$ als die einzigen Unbekannten angenommen, dann entsteht ein $n-3$-fach statisch unbestimmtes System. Dieses Hauptsystem wollen wir von der ersten Ordnung bezeichnen. Die statisch unbestimmten Größen $\mathfrak{X}_{pr}$, $\mathfrak{Y}_{pr}$, $\mathfrak{Z}_{pr}\ldots$ dieses Hauptsystems sind für die Belastungszustände $X_r=1$, $Y_r=1$, $Z_r=1$ als äußere Lasten zuerst zu ermitteln. Um die Anzahl der Gleichungen zu verringern, können wir von den statisch unbestimmten Größen des Hauptsystems erster Ordnung nur einige dieser Größen als Unbekannte annehmen. Dadurch entsteht ein statisch unbestimmtes Hauptsystem, das wir von der zweiten Ordnung nennen wollen. Dieses Verfahren können wir so lange fortsetzen, bis wir zu einem Hauptsystem von beliebiger Ordnung gelangen, dessen statisch unbestimmte Größen sich aus einer geringen Anzahl von Gleichungen leicht und einfach bestimmen lassen.

Wir wollen der Einfachheit und Übersichtlichkeit wegen an einem Beispiel den Gang der Rechnung erläutern. Zunächst noch einige allgemeine Bemerkungen über die Anwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme zur Erleichterung des Verständnisses.

Die Ermittlung der Verschiebungen in einem statisch unbestimmten System bietet an und für sich keine Schwierigkeit, sie erfordert, wie alle verwickelten Aufgaben, einige Überlegung und Geschicklichkeit, um den möglichst einfachen Fall der verschiedenen Belastungsarten festzustellen. Für die Ermittlung von Formänderungen in einem statisch unbestimmten System gelten dieselben Gleichungen wie für ein statisch bestimmtes. Wird, wie üblich, nur der Einfluß der Biegungsmomente berücksichtigt, so ergibt sich die Verschiebung eines Punktes P infolge einer Last Q zu

$$\delta_{pq}=\int M_p\, M_q\cdot\frac{ds}{EJ}.$$

Nur ist bei einem statisch unbestimmten System zu beachten, daß von den Momentenflächen M_p und M_q nur eine sich auf das statisch unbestimmte System zu beziehen braucht, während für die andere die entsprechende des statisch bestimmten Grundsystems eingeführt werden kann. Werden die Momente des unbestimmten Systems mit $\overline{M}_p$ und $\overline{M}_q$, die des bestimmten Grundsystems mit M_p und M_q bezeichnet, so ist demnach:

$$\overline{\delta}_{pq}=\int\overline{M}_p\, M_q\cdot\frac{ds}{EJ}=\int M_p\,\overline{M}_q\cdot\frac{ds}{EJ}.$$

Von diesen beiden Integralen ist im allgemeinen dasjenige zu wählen, das sich über die wenigsten Stäbe des Systems erstreckt. Wir erwähnen noch, daß die Annahme zweier statisch unbestimmter Hauptsysteme für beide Belastungsfälle, den gedachten und den wirklichen, zu demselben Ziel führt, aber sehr umständlich ist.

Als Beispiel wählen wir einen Vierendeelträger mit parallelen Gurten, 7 Feldern von je 4,0 m und einer Stützweite von $7\cdot 4{,}0=28{,}0$ m

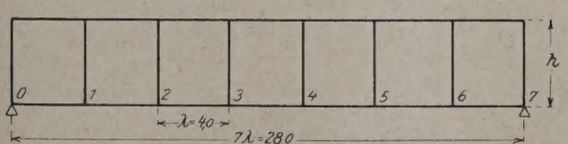


Abb. 1.

[1]) Eine Abhandlung des Verfassers über hochgradig statisch unbestimmte Fachwerkträger ist in der „Bautechnik“ 1923, Heft 45, S. 443 erschienen.

(Abb. 1). Als Angriffspunkte der statisch unbestimmten Größen wählen wir die Mittelpunkte der einzelnen Rahmen.

Zunächst leiten wir die Beziehung zwischen den neun statisch unbestimmten Größen dreier zu einem starren Stabzug verbundenen Rechteckrahmen ab (Abb. 2). Für den Punkt O_r gelten die drei nachstehenden Gleichungen:

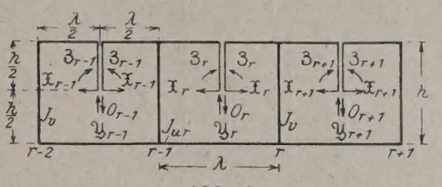


Abb. 2.

$$\delta_x=0$$
$$\delta_y=0$$
$$\delta_z=0.$$

Die einzelnen Verschiebungen erhalten wir durch Anwendung der Arbeitsgleichung. Der gedachte Belastungszustand z. B. für die Ermittlung von δ_x besteht aus einer Last 1 in der Richtung von $\mathfrak{X}_r$, während die Größen $\mathfrak{X}_r$, $\mathfrak{Y}_r\ldots$ und die äußeren Lasten als die wirkliche Belastung anzusehen sind. Die Momente infolge der gedachten Belastung $\mathfrak{X}_r=1$, $\mathfrak{Y}_r=1\ldots$ bezeichnen wir mit $\mathfrak{M}_{rx}$, $\mathfrak{M}_{ry}\ldots$, die infolge der wirklichen Belastung mit M_{rx}, $M_{ry}\ldots$ Die Integralwerte $\int\mathfrak{M}\,M\frac{dx}{EJ}$ sind positiv, wenn ein und dieselbe Faser infolge der beiden Momente in demselben Sinne beansprucht wird, im entgegengesetzten Sinne dagegen negativ. Aus diesem Grunde muß z. B. das rechts drehende Moment auf der rechten Seite eines gemeinschaftlichen Ständers zweier Rahmen (Abb. 3) mit umgekehrtem Vorzeichen in den Ausdruck für $\int\mathfrak{M}\,M\frac{dx}{EJ}$ eingeführt werden, wenn auf der linken Seite des Ständers das Moment links dreht, denn beide Momente erzeugen in ein und derselben Faser Spannungen (Druck und Zug) entgegengesetzten Sinnes.

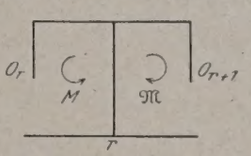


Abb. 3.

Es bezeichnet:

J_{or} das Trägheitsmoment des Obergurtes,
J_{ur} „ „ „ Untergurtes,
J_v „ „ der Ständer,
h die Trägerhöhe,
λ die Feldweite,
E den Elastizitätsmodul,[2])
M_{rx}, $M_{ry}\ldots$ die Momente infolge $\mathfrak{X}_r=1$, $\mathfrak{Y}_r=1\ldots$,
M_0 das Moment infolge der äußeren Lasten.

Nach Abb. 4 haben wir:

$$M=\mathfrak{X}_r M_{rx}+\mathfrak{Y}_r M_{ry}+\mathfrak{Z}_r M_{rz}+\mathfrak{X}_{r-1}M_{r-1,x}+\mathfrak{Y}_{r-1}M_{r-1,y}+\mathfrak{Z}_{r-1}M_{r-1,z}+\mathfrak{X}_{r+1}M_{r+1,x}+\mathfrak{Y}_{r+1}M_{r+1,y}+\mathfrak{Z}_{r+1}M_{r+1,z}+M_0$$

und

$$\mathfrak{M}=1\cdot\mathfrak{M}_{rx}\ (\text{Zustand }\mathfrak{X}_r=1).$$

Daher ist:

$$\int M\,\mathfrak{M}\frac{dx}{EJ}=$$

aus Abb. 4a u. b
$$\mathfrak{X}_r\int M_{rx}\mathfrak{M}_{rx}\frac{dx}{EJ}=\mathfrak{X}_r\left[\frac{h^3}{6J_v}+\frac{h^2\lambda}{4}\left(\frac{1}{J_{or}}+\frac{1}{J_{ur}}\right)\right]$$

4a u. c
$$+\mathfrak{Y}_r\int M_{ry}\mathfrak{M}_{rx}\frac{dx}{EJ}=0$$

4a u. d
$$+\mathfrak{Z}_r\int M_{rz}\mathfrak{M}_{rx}\frac{dx}{EJ}=\mathfrak{Z}_r\frac{h\lambda}{2}\left(\frac{1}{J_{or}}-\frac{1}{J_{ur}}\right)$$

4a u. e
$$+\mathfrak{X}_{r-1}\int M_{r-1,x}\mathfrak{M}_{rx}\frac{dx}{EJ}=-\mathfrak{X}_{r-1}\frac{h^3}{12J_v}$$

[2]) Da die Zahl E im Nenner und Zähler vorkommt, wird sie in der Folge fortgelassen.

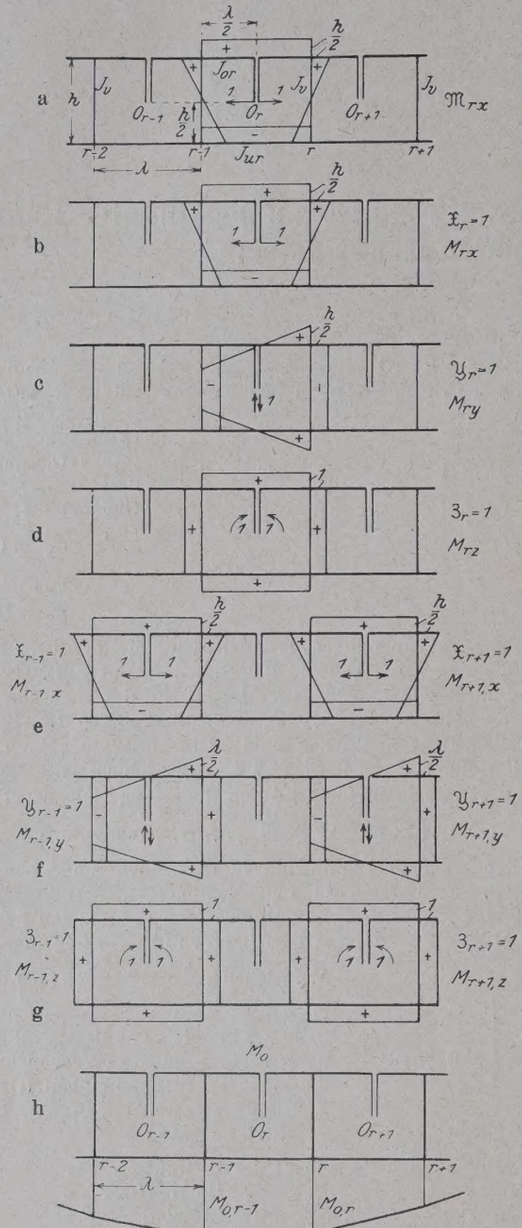


Abb. 4.

aus Abb. 4a u. e'
$$+\mathfrak{X}_{r+1}\int M_{r+1,x}\,\mathfrak{M}_{rx}\frac{dx}{EJ}=-\mathfrak{X}_{r+1}\frac{h^3}{12\,J_v}$$

4a u. f
$$+\mathfrak{Y}_{r-1}\int M_{r-1,y}\,\mathfrak{M}_{rx}\frac{dx}{EJ}=0$$

4a u. f'
$$+\mathfrak{Y}_{r+1}\int M_{r+1,y}\,\mathfrak{M}_{rx}\frac{dx}{EJ}=0$$

4a u. g
$$+\mathfrak{Z}_{r-1}\int M_{r-1,z}\,\mathfrak{M}_{rx}\frac{dx}{EJ}=0$$

4a u. g'
$$+\mathfrak{Z}_{r+1}\int M_{r+1,z}\,\mathfrak{M}_{rx}\frac{dx}{EJ}=0$$

4a u. h
$$+\int M_0\,\mathfrak{M}_{rx}\frac{dx}{EJ}=-(M_{o,r-1}+M_{or})\frac{h\lambda}{4\,J_{ur}},$$

somit ergibt sich:

(1) $$\delta_x=\mathfrak{X}_r\left[\frac{h^3}{6\,J_v}+\frac{h^2\lambda}{4}\left(\frac{1}{J_{or}}+\frac{1}{J_{ur}}\right)\right]+\mathfrak{Z}_r\frac{h\lambda}{2}\left(\frac{1}{J_{or}}-\frac{1}{J_{ur}}\right)$$
$$-\mathfrak{X}_{r-1}\frac{h^3}{12\,J_v}-\mathfrak{X}_{r+1}\frac{h^3}{12\,J_v}-\frac{\lambda h}{4\,J_{ur}}(M_{o,r-1}+M_{or})=0,$$

und ganz ebenso folgt:

(2) $$\delta_y=\mathfrak{Y}_r\left[\frac{\lambda^3}{12}\left(\frac{1}{J_{or}}+\frac{1}{J_{ur}}\right)+\frac{\lambda^2 h}{2\,J_v}\right]+\frac{\lambda^2 h}{4\,J_v}\mathfrak{Y}_{r+1}+\mathfrak{Y}_{r-1}\frac{\lambda^2 h}{4\,J_v}$$
$$+\mathfrak{Z}_{r-1}\frac{\lambda h}{2\,J_v}-\mathfrak{Z}_{r+1}\frac{\lambda h}{2\,J_v}+\frac{\lambda^2}{12\,J_{ur}}(M_{or}-M_{o,r-1})=0,$$

(3) $$\delta_z=\mathfrak{Z}_r\left[\lambda\left(\frac{1}{J_{or}}+\frac{1}{J_{ur}}\right)+\frac{2h}{J_v}\right]+\mathfrak{X}_r\frac{h\lambda}{2}\left(\frac{1}{J_{or}}-\frac{1}{J_{ur}}\right)$$
$$+\mathfrak{Y}_{r+1}\frac{\lambda h}{2\,J_v}-\mathfrak{Y}_{r-1}\frac{\lambda h}{2\,J_v}-\mathfrak{Z}_{r+1}\frac{h}{J_v}-\mathfrak{Z}_{r-1}\frac{h}{J_v}$$
$$+\frac{\lambda}{2\,J_{ur}}(M_{or}+M_{o,r-1})=0.$$

In der Folge benutzen wir folgende Abkürzungen:

$$a_1=\frac{h^3}{6\,J_v}+\frac{h^2\lambda}{4}\left(\frac{1}{J_{or}}+\frac{1}{J_{ur}}\right)$$
$$a_2=\frac{h\lambda}{2}\left(\frac{1}{J_{or}}-\frac{1}{J_{ur}}\right);\qquad a_3=\frac{h^3}{12\,J_v}$$
$$b_1=\frac{\lambda^3}{12}\left(\frac{1}{J_{or}}+\frac{1}{J_{ur}}\right)+\frac{\lambda^2 h}{2\,J_v}$$
$$b_2=\frac{\lambda^2 h}{4\,J_v};\qquad b_3=\frac{\lambda h}{2\,J_v}$$
$$c_1=\lambda\left(\frac{1}{J_{or}}+\frac{1}{J_{ur}}\right)+\frac{2h}{J_v};\qquad c_2=\frac{h}{J_v}$$
$$N_x=(M_{o,r-1}+M_{or})\frac{\lambda h}{4\,J_{ur}}$$
$$N_y=(M_{or}-M_{o,r-1})\frac{\lambda^2}{12\,J_v}$$
$$N_z=(M_{or}+M_{o,r-1})\frac{\lambda}{2\,J_{ur}}.$$

Bei dem Beispiel nehmen wir die an dem Mittelpunkt O_4 angreifenden statisch unbestimmten Größen $\overline{X}_4$, $\overline{Y}_4$ und $\overline{Z}_4$ als Unbekannte an. Die Elastizitätsgleichungen lauten dann:

$$\Sigma P\,\delta_{mx}+\overline{X}_4\,\delta_{xx}+\overline{Y}_4\,\delta_{xy}+\overline{Z}\,\delta_{xz}=0 \text{ oder } \delta_x=0$$
$$\Sigma P\,\delta_{my}+\overline{X}_4\,\delta_{yx}+\overline{Y}_4\,\delta_{yy}+\overline{Z}_4\,\delta_{yz}=0 \text{ oder } \delta_y=0$$
$$\Sigma P\,\delta_{mz}+\overline{X}_4\,\delta_{zx}+\overline{Y}_4\,\delta_{zy}+\overline{Z}_4\,\delta_{zz}=0 \text{ oder } \delta_z=0$$

wobei sämtliche Verschiebungen sich auf das statisch unbestimmte Hauptsystem erster Ordnung beziehen. Dieses Hauptsystem, das wir mit H_{I} bezeichnen wollen, kann im vorliegenden Falle in die beiden Hauptsysteme H_{I}' und H_{I}'' weiter zerlegt werden, da der linke Teil unabhängig von dem rechten Teil ist (Abb. 5a). Die statischen Größen der beiden Hauptsysteme H_{I}' und H_{I}'' infolge $\overline{X}_4=1$, $\overline{Y}_4=1$ und $\overline{Z}_4=1$ ergeben sich aus je neun Gleichungen. Um die Anzahl dieser Gleichungen zu verringern, nehmen wir die Größen $\overline{\mathfrak{x}}_2$, $\overline{\mathfrak{y}}_2$, $\overline{\mathfrak{z}}_2$ und $\overline{\mathfrak{x}}_6$, $\overline{\mathfrak{y}}_6$, $\overline{\mathfrak{z}}_6$ als Unbekannte an, dadurch entsteht das in Abb. 5b dargestellte statisch unbestimmte Hauptsystem zweiter Ordnung H_{II}, das in die Hauptsysteme H_{II}', H_{II}'', H_{II}''' und H_{II}'''' eingeteilt werden kann und dessen statisch unbestimmte Größen für die Zustände $\overline{\mathfrak{x}}_2=1$, $\overline{\mathfrak{y}}_2=1$, $\overline{\mathfrak{z}}_2=1$ und $\overline{\mathfrak{x}}_6=1$, $\overline{\mathfrak{y}}_6=1$, $\overline{\mathfrak{z}}_6=1$ als äußere Last zu ermitteln sind.

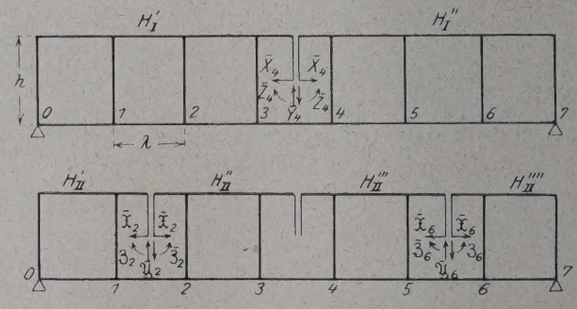


Abb. 5.

Dieser Einteilung gemäß ermitteln wir jetzt die statisch unbestimmten Größen dieser Hauptsysteme für die verschiedenen Belastungszustände $\overline{\mathfrak{x}}_2=1$, $\overline{\mathfrak{y}}_2=1$, $\overline{\mathfrak{z}}_2=1\ldots$ Da der Gang dieser Rechnung immer derselbe ist und keine Schwierigkeit bietet, be-

schränken wir uns auf die Ermittlung der statischen Größen der Hauptsysteme H_{II}' und H_{II}''.

Hauptsystem H_{II}'.

Zustand $\bar{\mathfrak{x}}_2 = 1$.

Mit Hilfe der Gleichungen 1 bis 3 erhalten wir, wobei $\mathfrak{y}_{r-1}$, $\mathfrak{x}_{r-1}$, $\mathfrak{z}_{r-1}$, $\mathfrak{y}_{r+1}$, $\mathfrak{z}_{r+1}$, N_x, N_y und N_z gleich Null zu setzen sind:

$$\mathfrak{x}_{1x}\, a_1 + \mathfrak{z}_{1x}\, a_2 - a_3 = 0$$
$$\mathfrak{y}_{1x}\, b_1 = 0$$
$$\mathfrak{z}_{1x}\, c_1 + \mathfrak{x}_{1x}\, a_2 = 0.$$

Zustand $\bar{\mathfrak{y}}_2 = 1$.

$$\mathfrak{x}_{1y}\, a_1 + \mathfrak{z}_{1y}\, a_2 = 0$$
$$\mathfrak{y}_{1y}\, b_1 + b_2 = 0$$
$$\mathfrak{z}_{1y}\, c_1 + \mathfrak{x}_{1y}\, a_2 + b_3 = 0.$$

Zustand $\bar{\mathfrak{z}}_2 = 1$.

$$\mathfrak{x}_{1z}\, a_1 + \mathfrak{z}_{1z}\, a_2 = 0$$
$$\mathfrak{y}_{1z}\, b_1 - b_3 = 0$$
$$\mathfrak{z}_{1z}\, c_1 + \mathfrak{x}_{1z}\, a_2 - c_2 = 0.$$

Hauptsystem H_{II}''.

Zustand $\bar{\mathfrak{x}}_2 = 1$.

In die Gleichungen 1 bis 3 sind zu setzen:

$$\mathfrak{y}_{r-1} = \mathfrak{z}_{r-1} = \mathfrak{x}_{r+1} = \mathfrak{y}_{r+1} = \mathfrak{z}_{r+1} = 0$$
$$N_x = N_y = N_z = 0.$$

Es ergibt sich:

$$\mathfrak{x}_{3x}\, a_1 + \mathfrak{z}_{3x}\, a_2 - a_3 = 0$$
$$\mathfrak{y}_{3x}\, b_1 = 0$$
$$\mathfrak{z}_{3x}\, c_1 + \mathfrak{x}_{3x}\, a_2 = 0.$$

Zustand $\bar{\mathfrak{y}}_2 = 1$.

$$\mathfrak{x}_{3y}\, a_1 + \mathfrak{z}_{3y}\, a_2 = 0$$
$$\mathfrak{y}_{3y}\, b_1 + b_2 = 0$$
$$\mathfrak{z}_{3y}\, c_1 + \mathfrak{x}_{3y}\, a_2 - b = 0.$$

Zustand $\bar{\mathfrak{z}}_2 = 1$.

$$\mathfrak{x}_{3z}\, a_1 + \mathfrak{z}_{3z}\, a_2 = 0$$
$$\mathfrak{y}_{3z}\, b_1 + b_3 = 0$$
$$\mathfrak{z}_{3z}\, c_1 + \mathfrak{x}_{3z}\, a_2 - c_2 = 0.$$

Die statischen Größen der Hauptsysteme H_{II}''' und H_{II}'''' infolge $\bar{\mathfrak{x}}_6 = 1$, $\bar{\mathfrak{y}}_6 = 1$ und $\bar{\mathfrak{z}}_6 = 1$ ergeben sich ebenso.

Ermittlung der statischen Größen $\bar{\mathfrak{x}}_2$, $\bar{\mathfrak{y}}_2$, $\bar{\mathfrak{z}}_2$ infolge $\bar{X}_4 = 1$, $\bar{Y}_4 = 1$ und $\bar{Z}_4 = 1$.

Zustand $\bar{\mathfrak{x}}_2 = 1$ ($\bar{X}_4 = 1$ als äußere Last).

Die Elastizitätsgleichungen lauten:

$$\delta_x = 0 \qquad \delta_y = 0 \qquad \delta_z = 0.$$

Für die gedachte Belastung $\bar{\mathfrak{x}}_{2x} = 1$ ist das System statisch unbestimmt, d. h. an den Rahmen 1 und 3 greifen noch die Größen $\mathfrak{x}_{1x}$, $\mathfrak{y}_{1x}$, $\mathfrak{z}_{1x}$, $\mathfrak{x}_{3x}$, $\mathfrak{y}_{3x}$ und $\mathfrak{z}_{3x}$, die wie angegeben für die Belastung $\bar{\mathfrak{x}}_{2x} = 1$ mit Hilfe der Gleichungen 1 bis 3 zu ermitteln sind (Abb. 6b).

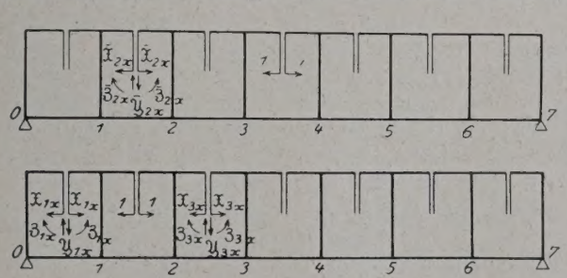


Abb. 6.

Die wirkliche Belastung besteht aus $\bar{\mathfrak{x}}_{2x}$, $\bar{\mathfrak{y}}_{2x}$, $\bar{\mathfrak{z}}_{2x}$ und $\bar{X}_4 = 1$ (Abb. 6a).

Es ist (Abb. 7)

$$\delta_x = \int M\, \mathfrak{M}\, \frac{dx}{EJ},$$

wobei

$$M = 1 \cdot M_{0x} + \bar{\mathfrak{x}}_{2x} M_{2x} + \bar{\mathfrak{y}}_{2x} M_{2y} + \bar{\mathfrak{z}}_{2x} M_{2z}$$
$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_{2x} + \mathfrak{x}_{1x}\mathfrak{M}_{1x} + \mathfrak{y}_{1x}\mathfrak{M}_{1y} + \mathfrak{z}_{1x}\mathfrak{M}_{1z} + \mathfrak{x}_{3x}\mathfrak{M}_{3x} + \mathfrak{y}_{3x}\mathfrak{M}_{3y} + \mathfrak{z}_{3x}\mathfrak{M}_{3z},$$

darin bedeutet:

M_{2x}, M_{2y}, M_{2z} die Momente infolge $\bar{\mathfrak{x}}_{2x} = 1$, $\bar{\mathfrak{y}}_{2x} = 1$, $\bar{\mathfrak{z}}_{2x} = 1$
$\mathfrak{M}_{1x}$, $\mathfrak{M}_{1y}$, $\mathfrak{M}_{1z}$ „ „ „ $\mathfrak{x}_{1x} = 1$, $\mathfrak{y}_{1x} = 1$, $\mathfrak{z}_{1x} = 1$
$\mathfrak{M}_{3x}$, $\mathfrak{M}_{3y}$, $\mathfrak{M}_{3z}$ „ „ „ $\mathfrak{x}_{3x} = 1$, $\mathfrak{y}_{3x} = 1$, $\mathfrak{z}_{3x} = 1$
$\mathfrak{M}_{0x}$ das Moment infolge $\bar{X}_4 = 1$
$\mathfrak{M}_{2x}$ „ „ „ $\bar{\mathfrak{x}}_{2x} = 1$.

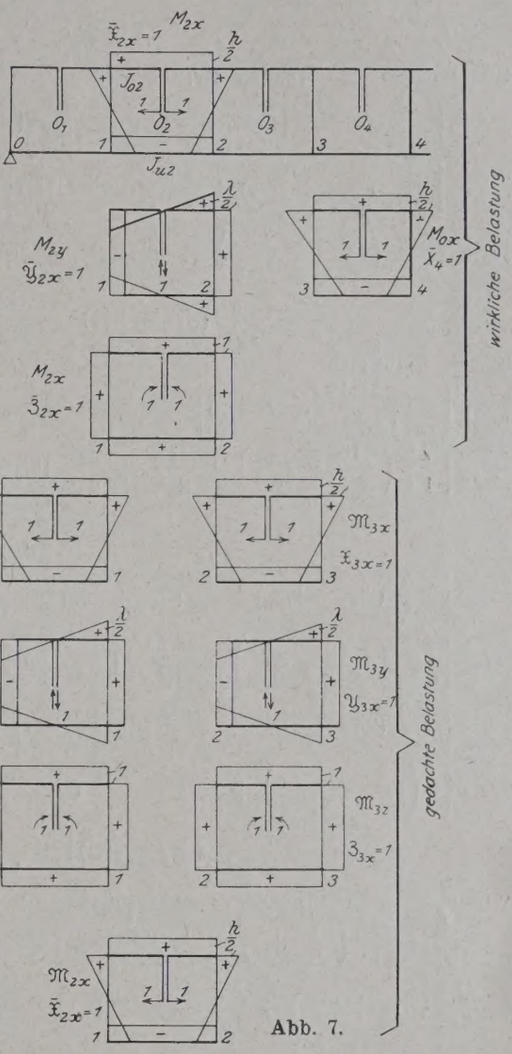


Abb. 7.

Aus Abb. 7 ergibt sich ohne weiteres, daß nur die nachstehenden Integrale einen von Null verschiedenen Wert haben:

$$\bar{\mathfrak{x}}_{2x} \int M_{2x}\, \mathfrak{M}_{2x}\, \frac{dx}{EJ} = \bar{\mathfrak{x}}_{2x} \left[\frac{h^3}{6 J_v} + \frac{h^2 \lambda}{4} \left(\frac{1}{J_{o2}} + \frac{1}{J_{u2}} \right) \right]$$

$$\bar{\mathfrak{z}}_{2x} \int M_{2z}\, \mathfrak{M}_{2x}\, \frac{dx}{EJ} = \bar{\mathfrak{z}}_{2x}\, \frac{h\lambda}{2} \left(\frac{1}{J_{o2}} - \frac{1}{J_{u2}} \right)$$

$$\bar{\mathfrak{x}}_{2x}\, \mathfrak{x}_{1x} \int M_{2x}\, \mathfrak{M}_{1x}\, \frac{dx}{EJ} = -\, \bar{\mathfrak{x}}_{2x}\, \mathfrak{x}_{1x}\, \frac{h^3}{12 J_v}$$

$$\bar{\mathfrak{y}}_{2x}\, \mathfrak{y}_{1x} \int M_{2y}\, \mathfrak{M}_{1y}\, \frac{dx}{EJ} = \bar{\mathfrak{y}}_{2x}\, \mathfrak{y}_{1x}\, \frac{\lambda^2 h}{4 J_v}$$

$$\bar{\mathfrak{z}}_{2x}\, \mathfrak{y}_{1x} \int M_{2z}\, \mathfrak{M}_{1y}\, \frac{dx}{EJ} = -\, \bar{\mathfrak{z}}_{2x}\, \mathfrak{y}_{1x}\, \frac{\lambda h}{2 J_v}$$

$$\bar{\mathfrak{y}}_{2x}\, \mathfrak{z}_{1x} \int M_{2y}\, \mathfrak{M}_{1z}\, \frac{dx}{EJ} = \bar{\mathfrak{y}}_{2x}\, \mathfrak{z}_{1x}\, \frac{h\lambda}{2 J_v}$$

$$\bar{\mathfrak{z}}_{2x}\, \mathfrak{z}_{1x} \int M_{2z}\, \mathfrak{M}_{1z}\, \frac{dx}{EJ} = -\, \bar{\mathfrak{z}}_{2x}\, \mathfrak{z}_{1x}\, \frac{h}{J_v}$$

$$\bar{\mathfrak{x}}_{2x}\, \mathfrak{x}_{3x} \int M_{2x}\, \mathfrak{M}_{3x}\, \frac{dx}{EJ} = -\, \bar{\mathfrak{x}}_{2x}\, \mathfrak{x}_{3x}\, \frac{h^3}{12 J_v}$$

$$1 \cdot \mathfrak{x}_{3x} \int M_{0x}\, \mathfrak{M}_{3x}\, \frac{dx}{EJ} = -\, \mathfrak{x}_{3x}\, \frac{h^3}{12 J_v}$$

$$\overline{\mathfrak{Y}}_{2x}\,\mathfrak{Y}_{3x}\int M_{2y}\,\mathfrak{M}_{3y}\,\frac{dx}{EJ}=\overline{\mathfrak{Y}}_{2x}\,\mathfrak{Y}_{3x}\,\frac{\lambda^2 h}{4J_v}$$

$$\overline{\mathfrak{Z}}_{2x}\,\mathfrak{Y}_{3x}\int M_{2z}\,\mathfrak{M}_{3y}\,\frac{dx}{EJ}=\overline{\mathfrak{Z}}_{2x}\,\mathfrak{Y}_{3x}\,\frac{\lambda h}{2J_v}$$

$$\overline{\mathfrak{Y}}_{2x}\,\mathfrak{Z}_{3x}\int M_{2y}\,\mathfrak{M}_{3z}\,\frac{dx}{EJ}=\overline{\mathfrak{Y}}_{2x}\,\mathfrak{Z}_{3x}\,\frac{\lambda h}{2J_v}$$

$$\overline{\mathfrak{Z}}_{2x}\,\mathfrak{Z}_{3x}\int M_{2z}\,\mathfrak{M}_{3z}\,\frac{dx}{EJ}=-\overline{\mathfrak{Z}}_{2x}\,\mathfrak{Z}_{3x}\,\frac{h}{J_v}.$$

Mit diesen Werten erhalten wir:

$$\delta_x=\overline{\mathfrak{X}}_{2x}\left[\frac{h^3}{6J_v}+\frac{h^2\lambda}{4}\left(\frac{1}{J_{o2}}+\frac{1}{J_{u2}}\right)-\frac{h^3}{12J_v}(\mathfrak{X}_{1x}+\mathfrak{X}_{3x})\right]$$
$$+\overline{\mathfrak{Y}}_{2x}\left[\frac{\lambda^2 h}{4J_v}(\mathfrak{Y}_{1x}+\mathfrak{Y}_{3x})+\frac{\lambda h}{2J_v}(\mathfrak{Z}_{1x}-\mathfrak{Z}_{3x})\right]$$
$$+\overline{\mathfrak{Z}}_{2x}\left[\frac{\lambda h}{2}\left(\frac{1}{J_{o2}}-\frac{1}{J_{u2}}\right)+\frac{\lambda h}{2J_v}(\mathfrak{Y}_{3x}-\mathfrak{Y}_{1x})\right.$$
$$\left.-\frac{h}{J_v}(\mathfrak{Z}_{1x}+\mathfrak{Z}_{3x})\right]-\frac{h^3}{12J_v}\mathfrak{X}_{3x}=0.$$

Ebenso ergibt sich:

$$\delta_y=\overline{\mathfrak{X}}_{2x}\left[-\frac{h^3}{12J_v}(\mathfrak{X}_{1y}+\mathfrak{X}_{3y})\right].$$
$$+\overline{\mathfrak{Y}}_{2x}\left[\frac{\lambda^3}{12}\left(\frac{1}{J_{o2}}+\frac{1}{J_{u2}}\right)+\frac{\lambda^2 h}{2J_v}+\frac{\lambda^2 h}{4J_v}(\mathfrak{Y}_{1y}+\mathfrak{Y}_{3y})\right.$$
$$\left.+\frac{\lambda h}{2J_v}(\mathfrak{Z}_{1y}-\mathfrak{Z}_{3y})\right]$$
$$+\overline{\mathfrak{Z}}_{2x}\left[\frac{\lambda h}{2J_v}(\mathfrak{Y}_{3y}-\mathfrak{Y}_{1y})-\frac{h}{J_v}(\mathfrak{Z}_{1y}+\mathfrak{Z}_{3y})\right]-\frac{h^3}{12J_v}\mathfrak{X}_{3y}=0$$

$$\delta_z=\overline{\mathfrak{X}}_{2x}\left[\frac{h\lambda}{2}\left(\frac{1}{J_{o2}}-\frac{1}{J_{u2}}\right)-\frac{h^3}{12J_v}(\mathfrak{X}_{1z}+\mathfrak{X}_{3z})\right]$$
$$+\overline{\mathfrak{Y}}_{2x}\left[\frac{\lambda^2 h}{4J_v}(\mathfrak{Y}_{1z}+\mathfrak{Y}_{3z})+\frac{\lambda h}{2J_v}(\mathfrak{Z}_{1z}-\mathfrak{Z}_{3z})\right]$$
$$+\overline{\mathfrak{Z}}_{2x}\left[\lambda\left(\frac{1}{J_{o2}}+\frac{1}{J_{u2}}\right)+\frac{2h}{J_v}-\frac{\lambda h}{2J_v}(\mathfrak{Y}_{1z}-\mathfrak{Y}_{3z})\right.$$
$$\left.-\frac{h}{J_v}(\mathfrak{Z}_{1z}+\mathfrak{Z}_{3z})\right]-\frac{h^3}{12J_v}\mathfrak{X}_{3z}=0.$$

Wir führen die nachstehenden Abkürzungen ein:

$$\delta_{xx}=\frac{h^3}{6J_v}+\frac{h^2\lambda}{4}\left(\frac{1}{J_{o2}}+\frac{1}{J_{u2}}\right)-\frac{h^3}{12J_v}(\mathfrak{X}_{1x}+\mathfrak{X}_{3x})$$

$$\delta_{xy}=\frac{\lambda^2 h}{4J_v}(\mathfrak{Y}_{1x}+\mathfrak{Y}_{3x})+\frac{\lambda h}{2J_v}(\mathfrak{Z}_{1x}-\mathfrak{Z}_{3x})$$

$$\delta_{xz}=\frac{h\lambda}{2}\left(\frac{1}{J_{o2}}-\frac{1}{J_{u2}}\right)-\frac{h}{J_v}(\mathfrak{Z}_{1x}+\mathfrak{Z}_{3x})$$

$$\delta_{yy}=\frac{\lambda^3}{12}\left(\frac{1}{J_{o2}}+\frac{1}{J_{u2}}\right)+\frac{\lambda^2 h}{2J_v}(\mathfrak{Y}_{1y}+\mathfrak{Y}_{3y})+\frac{\lambda h}{2J_v}(\mathfrak{Z}_{1y}-\mathfrak{Z}_{3y})$$

$$\delta_{yx}=-\frac{h^3}{12J_v}(\mathfrak{X}_{1y}+\mathfrak{X}_{3y})$$

$$\delta_{yz}=\frac{\lambda h}{2J_v}(\mathfrak{Y}_{3y}-\mathfrak{Y}_{1y})-\frac{h}{J_v}(\mathfrak{Z}_{1y}+\mathfrak{Z}_{3y})$$

$$\delta_{zz}=\lambda\left(\frac{1}{J_{o2}}+\frac{1}{J_{u2}}\right)+\frac{2h}{J_v}-\frac{\lambda h}{2J_v}(\mathfrak{Y}_{1z}-\mathfrak{Y}_{3z})$$
$$-\frac{h}{J_v}(\mathfrak{Z}_{1z}+\mathfrak{Z}_{3z})$$

$$\delta_{zx}=\frac{h\lambda}{2}\left(\frac{1}{J_{o2}}-\frac{1}{J_{u2}}\right)-\frac{h^3}{12J_v}(\mathfrak{X}_{1z}+\mathfrak{X}_{3z})$$

$$\delta_{zy}=\frac{\lambda^2 h}{4J_v}(\mathfrak{Y}_{1z}+\mathfrak{Y}_{3z})+\frac{\lambda h}{2J_v}(\mathfrak{Z}_{1z}-\mathfrak{Z}_{3z}).$$

Mit diesen Abkürzungen ergibt sich auf dieselbe Weise:

Zustand $\overline{Y}_4=1$ (als äußere Last).

$$\overline{\mathfrak{X}}_{2y}\,\delta_{xx}+\overline{\mathfrak{Y}}_{2y}\,\delta_{xy}+\overline{\mathfrak{Z}}_{2y}\,\delta_{xz}+\frac{\lambda^2 h}{4J_v}\mathfrak{Y}_{3x}+\frac{\lambda h}{2J_v}\mathfrak{Z}_{3x}=0$$

$$\overline{\mathfrak{X}}_{2y}\,\delta_{yx}+\overline{\mathfrak{Y}}_{2y}\,\delta_{yy}+\overline{\mathfrak{Z}}_{2y}\,\delta_{yz}+\frac{\lambda^2 h}{4J_v}\mathfrak{Y}_{3y}+\frac{\lambda h}{2J_v}\mathfrak{Z}_{3y}=0$$

$$\overline{\mathfrak{X}}_{2y}\,\delta_{zx}+\overline{\mathfrak{Y}}_{2y}\,\delta_{zy}+\overline{\mathfrak{Z}}_{2y}\,\delta_{zz}+\frac{\lambda^2 h}{4J_v}\mathfrak{Y}_{3z}+\frac{\lambda h}{2J_v}\mathfrak{Z}_{3z}=0.$$

Zustand $\overline{Z}_4=1$ (als äußere Last).

$$\overline{\mathfrak{X}}_{2z}\,\delta_{xx}+\overline{\mathfrak{Y}}_{2z}\,\delta_{xy}+\overline{\mathfrak{Z}}_{2z}\,\delta_{xz}-\frac{\lambda h}{2J_v}\mathfrak{Y}_{3x}-\frac{h}{J_v}\mathfrak{Z}_{3x}=0$$

$$\overline{\mathfrak{X}}_{2z}\,\delta_{yx}+\overline{\mathfrak{Y}}_{2z}\,\delta_{yy}+\overline{\mathfrak{Z}}_{2z}\,\delta_{yz}-\frac{\lambda h}{2J_v}\mathfrak{Y}_{3y}-\frac{h}{J_v}\mathfrak{Z}_{3y}=0$$

$$\overline{\mathfrak{X}}_{2z}\,\delta_{zx}+\overline{\mathfrak{Y}}_{2z}\,\delta_{zy}+\overline{\mathfrak{Z}}_{2z}\,\delta_{zz}-\frac{\lambda h}{2J_v}\mathfrak{Y}_{3z}-\frac{h}{J_v}\mathfrak{Z}_{3z}=0.$$

Sind mit Hilfe dieser Gleichungen die Größen $\overline{\mathfrak{X}}_{2x}$, $\overline{\mathfrak{Y}}_{2x}$, $\overline{\mathfrak{Z}}_{2x}\dots$ infolge $\overline{X}_4=1$, $\overline{Y}_4=1$, $\overline{Z}_4=1$ ermittelt, so lassen sich die statisch unbestimmten Größen der beiden Seitenrahmen für diese Belastungszustände durch Anwendung der Gleichungen 1 bis 3 bestimmen. Bei dem dritten Rahmen ist jedoch zu beachten, daß zum Beispiel bei dem Belastungszustand $\overline{X}_4=1$ an ihm außer $\overline{\mathfrak{X}}_{2x}$, $\overline{\mathfrak{Y}}_{2x}$, $\overline{\mathfrak{Z}}_{2x}$ noch die Kraft $\overline{X}_4=1$ angreift.

Für den ersten und dritten Rahmen erhalten wir infolge $\overline{X}_4=1$, und wenn die unbekannt statischen Größen mit $\overline{\mathfrak{X}}_{1x}$, $\overline{\mathfrak{Y}}_{1x}$, $\overline{\mathfrak{Z}}_{1x}$, $\overline{\mathfrak{X}}_{3x}$, $\overline{\mathfrak{Y}}_{3x}$ und $\overline{\mathfrak{Z}}_{3x}$ bezeichnet werden:

Zustand $\overline{X}_4=1$

erster Rahmen:

$$\overline{\mathfrak{X}}_{1x}a_1+\overline{\mathfrak{Z}}_{1x}a_2-\overline{\mathfrak{X}}_{2x}a_3=0$$
$$\overline{\mathfrak{Y}}_{1x}b_1+\overline{\mathfrak{Y}}_{2x}b_2-\overline{\mathfrak{Z}}_{2x}b_3=0$$
$$\overline{\mathfrak{Z}}_{1x}c_1+\overline{\mathfrak{X}}_{1x}a_2+\overline{\mathfrak{Y}}_{2x}b_3-\overline{\mathfrak{Z}}_{2x}c_2=0$$

dritter Rahmen:

$$\overline{\mathfrak{X}}_{3x}a_1+\overline{\mathfrak{Z}}_{3x}a_2-\overline{\mathfrak{X}}_{2x}a_3-1\cdot a_3=0$$
$$\overline{\mathfrak{Y}}_{3x}b_1+\overline{\mathfrak{Y}}_{2x}b_2+\overline{\mathfrak{Z}}_{2x}b_3=0$$
$$\overline{\mathfrak{Z}}_{3x}c_1+\overline{\mathfrak{X}}_{3x}a_2-\overline{\mathfrak{Y}}_{2x}b_3-\overline{\mathfrak{Z}}_{2x}c_2=0.$$

Zustand $\overline{Y}_4=1$

erster Rahmen:

$$\overline{\mathfrak{X}}_{1y}a_1+\overline{\mathfrak{Z}}_{1y}a_2-\overline{\mathfrak{X}}_{2y}a_3=0$$
$$\overline{\mathfrak{Y}}_{1y}b_1+\overline{\mathfrak{Y}}_{2y}b_2-\overline{\mathfrak{Z}}_{2y}b_3=0$$
$$\overline{\mathfrak{Z}}_{1y}c_1+\overline{\mathfrak{X}}_{1y}a_2+\overline{\mathfrak{Y}}_{2y}b_3-\overline{\mathfrak{Z}}_{2y}c_2=0$$

dritter Rahmen:

$$\overline{\mathfrak{X}}_{3y}a_1+\overline{\mathfrak{Z}}_{3y}a_2-\overline{\mathfrak{X}}_{2y}a_3=0$$
$$\overline{\mathfrak{Y}}_{3y}b_1+1\cdot b_2+\overline{\mathfrak{Y}}_{2y}b_2+\overline{\mathfrak{Z}}_{2y}b_3=0$$
$$\overline{\mathfrak{Z}}_{3y}c_1+\overline{\mathfrak{X}}_{3y}a_2+1\cdot b_3-\overline{\mathfrak{Y}}_{2y}b_3-\overline{\mathfrak{Z}}_{2y}c_2=0.$$

Zustand $\overline{Z}_4=1$

erster Rahmen:

$$\overline{\mathfrak{X}}_{1z}a_1+\overline{\mathfrak{Z}}_{1z}a_2-\overline{\mathfrak{X}}_{2z}a_3=0$$
$$\overline{\mathfrak{Y}}_{1z}b_1+\overline{\mathfrak{Y}}_{2z}b_2+\overline{\mathfrak{Z}}_{2z}b_3-1\cdot b_3=0$$
$$\overline{\mathfrak{Z}}_{1z}c_1+\overline{\mathfrak{X}}_{1z}a_2+\overline{\mathfrak{Y}}_{2z}b_3-\overline{\mathfrak{Z}}_{2z}c_2=0$$

dritter Rahmen:

$$\overline{\mathfrak{X}}_{3z}a_1+\overline{\mathfrak{Z}}_{3z}a_2-\overline{\mathfrak{X}}_{2z}a_3=0$$
$$\overline{\mathfrak{Y}}_{3z}b_1+\overline{\mathfrak{Y}}_{2z}b_2+\overline{\mathfrak{Z}}_{2z}b_3-1\cdot b_3=0$$
$$\overline{\mathfrak{Z}}_{3z}c_1+\overline{\mathfrak{X}}_{3z}a_2-\overline{\mathfrak{Y}}_{2z}b_3-1\cdot c_2-\overline{\mathfrak{Z}}_{2z}c_2=0.$$

Hauptsysteme H_{II}''' und H_{II}''''.

Die Ermittlung der statischen Größen $\overline{\mathfrak{X}}_6$, $\overline{\mathfrak{Y}}_6$, $\overline{\mathfrak{Z}}_6\dots$ infolge $\overline{X}_4=1$, $\overline{Y}_4=1$ und $\overline{Z}_4=1$ geschieht genau wie früher und darf daher übergangen werden. Sind die Feldweiten und die Trägheitsmomente gleich denen der Hauptsysteme H_{II}' und H_{II}'', so sind die statischen Größen dieser beiden Hauptsysteme wegen der Symmetrie gleich denen der Hauptsysteme H_{II}' und H_{II}''.

Ermittlung der statisch unbestimmten Größen $\overline{X}_4$, $\overline{Y}_4$ und $\overline{Z}_4$ für ständige Last.

Nachdem alle statisch unbestimmten Größen der beiden Hauptsysteme H_I' und H_I'' infolge $\overline{X}_4=1$, $\overline{Y}_4=1$ und $\overline{Z}_4=1$ ermittelt sind, können wir diese Größen selbst infolge der äußeren Belastung mit Hilfe der Arbeitsgleichung bestimmen. Es gelten die nachstehenden Elastizitätsgleichungen:

$$\delta_x=0 \qquad \delta_y=0 \qquad \delta_z=0.$$

Zustand $\overline{X}_4=1$.

Für die wirkliche Belastung ist das System statisch bestimmt, sie besteht aus den Größen $\overline{X}_4$, $\overline{Y}_4$, $\overline{Z}_4$ und aus der ständigen Last (Abb. 8a). Als gedachte Belastung ist $\overline{X}_4=1$ anzunehmen, das System ist statisch unbestimmt, d. h. außer $\overline{X}_4=1$ greifen noch an dem System die Größen $\overline{\mathfrak{X}}_{1x}$, $\overline{\mathfrak{Y}}_{1x}$, $\overline{\mathfrak{Z}}_{1x}\dots$ an (Abb. 8b).

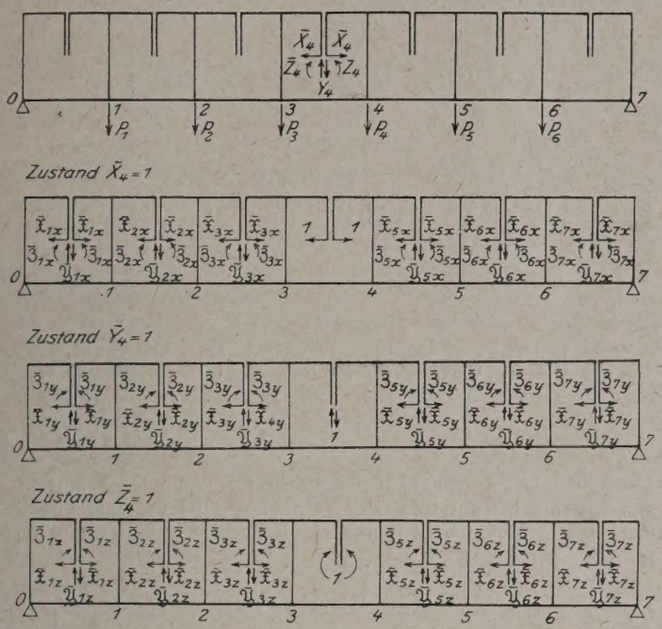


Abb. 8.

Es ist:

$$\delta_x = \int M \mathfrak{M} \frac{dx}{EJ}.$$

Darin ist

$$M = M_0 + \bar{X}_4 M_{4x} + \bar{Y}_4 M_{4y} + \bar{Z}_4 M_{4z}$$

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_{4x} + \bar{\mathfrak{x}}_{1x}\mathfrak{M}_{1x} + \bar{\mathfrak{y}}_{1x}\mathfrak{M}_{1y} + \bar{\mathfrak{z}}_{1x}\mathfrak{M}_{1z} + \bar{\mathfrak{x}}_{2x}\mathfrak{M}_{2x} + \bar{\mathfrak{y}}_{2x}\mathfrak{M}_{2y} + \ldots + \bar{\mathfrak{x}}_{7x}\mathfrak{M}_{7x} + \bar{\mathfrak{y}}_{7x}\mathfrak{M}_{7y} + \bar{\mathfrak{z}}_{7x}\mathfrak{M}_{7z}.$$

Die Auswertung der Integrale ergibt:

$$\delta_x = \bar{X}_4\left[\frac{h^3}{6J_v} + \frac{h^2\lambda}{4}\left(\frac{1}{J_{o4}} + \frac{1}{J_{u4}}\right) - \frac{h^3}{12J_v}(\bar{\mathfrak{x}}_{3x} + \bar{\mathfrak{x}}_{5x})\right] + \bar{Y}_4\left[\frac{\lambda^2 h}{4J_v}(\bar{\mathfrak{y}}_{3x} + \bar{\mathfrak{y}}_{5x}) + \frac{\lambda h}{2J_v}(\bar{\mathfrak{z}}_{3x} - \bar{\mathfrak{z}}_{5x})\right] + \bar{Z}_4\left[\frac{\lambda h}{2}\left(\frac{1}{J_{o4}} - \frac{1}{J_{u4}}\right) + \frac{\lambda h}{2J_v}(\bar{\mathfrak{y}}_{5x} - \bar{\mathfrak{y}}_{3x}) - \frac{h}{J_v}(\bar{\mathfrak{z}}_{3x} + \bar{\mathfrak{z}}_{5x})\right] + N_x = 0.$$

Zustand $\bar{Y}_4 = 1$.

Es ist (Abb. 8a u. c)

$$\delta_y = \int M \mathfrak{M} \frac{dx}{EJ},$$

wobei

$$M = M_0 + \bar{X}_4 M_{4x} + \bar{Y}_4 M_{4y} + \bar{Z}_4 M_{4z}$$

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_{4y} + \bar{\mathfrak{x}}_{1y}\mathfrak{M}_{1x} + \bar{\mathfrak{y}}_{1y}\mathfrak{M}_{1y} + \bar{\mathfrak{z}}_{1y}\mathfrak{M}_{1z} + \bar{\mathfrak{x}}_{2y}\mathfrak{M}_{2x} + \bar{\mathfrak{y}}_{2y}\mathfrak{M}_{2y} + \ldots + \bar{\mathfrak{x}}_{7y}\mathfrak{M}_{7x} + \bar{\mathfrak{y}}_{7y}\mathfrak{M}_{7y} + \bar{\mathfrak{z}}_{7y}\mathfrak{M}_{7z}.$$

Damit ergibt sich:

$$\delta_y = \bar{X}_4\left[-\frac{h^3}{12J_v}(\bar{\mathfrak{x}}_{3y} + \bar{\mathfrak{x}}_{5y})\right] + \bar{Y}_4\left[\frac{\lambda^3}{12}\left(\frac{1}{J_{o4}} + \frac{1}{J_{u4}}\right) + \frac{\lambda^2 h}{2J_v} + \frac{\lambda^2 h}{4J_v}(\bar{\mathfrak{y}}_{3y} + \bar{\mathfrak{y}}_{5y}) + \frac{\lambda h}{2J_v}(\bar{\mathfrak{z}}_{3y} - \bar{\mathfrak{z}}_{5y})\right] + \bar{Z}_4\left[\frac{\lambda h}{2J_v}(\bar{\mathfrak{y}}_{5y} - \bar{\mathfrak{y}}_{3y}) - \frac{h}{J_v}(\bar{\mathfrak{z}}_{3y} + \bar{\mathfrak{z}}_{5y})\right] + N_y = 0.$$

Zustand $\bar{Z}_4 = 1$.

Die Verschiebung δ_z ergibt sich aus (Abb. 8a u. d)

$$\delta_z = \int M \mathfrak{M} \frac{dx}{EJ}.$$

Darin ist

$$M = M_0 + \bar{X}_4 M_{4x} + \bar{Y}_4 M_{4y} + \bar{Z}_4 M_{4z}$$

und

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_{4z} + \bar{\mathfrak{x}}_{1z}\mathfrak{M}_{1x} + \bar{\mathfrak{y}}_{1z}\mathfrak{M}_{1y} + \bar{\mathfrak{z}}_{1z}\mathfrak{M}_{1z} + \bar{\mathfrak{x}}_{2z}\mathfrak{M}_{2x} + \bar{\mathfrak{y}}_{2z}\mathfrak{M}_{2y} + \bar{\mathfrak{z}}_{2z}\mathfrak{M}_{2z} + \ldots + \bar{\mathfrak{x}}_{7z}\mathfrak{M}_{7x} + \bar{\mathfrak{y}}_{7z}\mathfrak{M}_{7y} + \bar{\mathfrak{z}}_{7z}\mathfrak{M}_{7z},$$

daher

$$\delta_z = \bar{X}_4\left[\frac{h\lambda}{2}\left(\frac{1}{J_{o4}} - \frac{1}{J_{u4}}\right) - \frac{h^3}{12J_v}(\bar{\mathfrak{x}}_{3z} + \bar{\mathfrak{x}}_{5x})\right] + \bar{Y}_4\left[\frac{\lambda^2 h}{4J_v}(\bar{\mathfrak{y}}_{3z} + \bar{\mathfrak{y}}_{5z}) + \frac{\lambda h}{2J_v}(\bar{\mathfrak{z}}_{3z} - \bar{\mathfrak{z}}_{5z})\right] + \bar{Z}_4\left[\lambda\left(\frac{1}{J_{o4}} + \frac{1}{J_{u4}}\right) + \frac{2h}{J_v} - \frac{\lambda h}{2J_v}(\bar{\mathfrak{y}}_{3z} - \bar{\mathfrak{y}}_{5z}) - \frac{h}{J_v}(\bar{\mathfrak{z}}_{3z} + \bar{\mathfrak{z}}_{5z})\right] + N_z = 0.$$

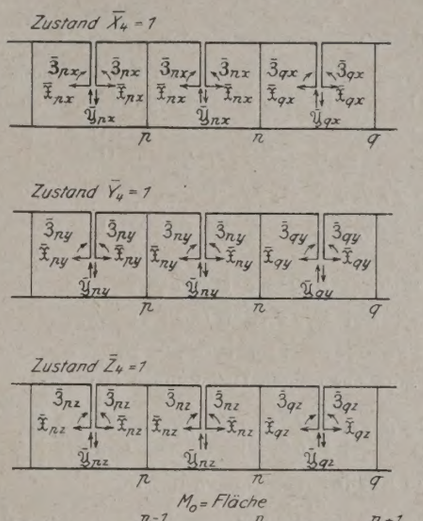


Abb. 9.

Die Ausdrücke für N_x, N_y und N_z setzen sich aus den einzelnen Beträgen eines jeden Rahmens zusammen. Da diese Ausdrücke von derselben Form sind, beschränken wir uns auf die Ermittlung eines einzigen.

Für einen beliebigen Rahmen n ist:

Zustand $\bar{X}_4 = 1$ (Abb. 9a, b, c, d).

Als Belastung nehmen wir nur Einzellasten in den Knotenpunkten der unteren Gurtungen an.

$$N'_{nx} = \int M_0 \bar{\mathfrak{M}}_{nx} \frac{dx}{EJ}$$

und mit

$$\bar{\mathfrak{M}}_{nx} = \bar{\mathfrak{x}}_{nx}\mathfrak{M}_{nx} + \bar{\mathfrak{y}}_{nx}\mathfrak{M}_{ny} + \bar{\mathfrak{z}}_{nx}\mathfrak{M}_{nz}$$

ergibt sich:

$$N'_{nx} = -\bar{\mathfrak{x}}_{nx}(M_{on} + M_{o,n-1})\frac{h\lambda}{4J_{un}} + \bar{\mathfrak{y}}_{nx}(M_{on} - M_{o,n-1})\frac{\lambda^2}{12J_{un}} + \bar{\mathfrak{z}}_{nx}(M_{on} + M_{o,n-1})\frac{\lambda}{2J_{un}}$$

und

$$N_x = \Sigma N'_{nx}.$$

Da an dem vierten Rahmen nur $\bar{X}_4 = 1$ angreift, so ergibt sich:

$$(\bar{\mathfrak{y}}_{4x} = 0,\ \bar{\mathfrak{z}}_{4x} = 0,\ \bar{\mathfrak{x}}_{4x} = 1)$$

$$N'_{4x} = -1 \cdot (M_{04} + M_{03})\frac{\lambda h}{3J_{u4}}.$$

Zustand $\bar{Y}_4 = 1$.

$$N_y' = \int M_{on} \bar{\mathfrak{M}}_{ny} \frac{dx}{EJ}$$

und mit

$$\bar{\mathfrak{M}}_{ny} = \bar{\mathfrak{x}}_{ny}\mathfrak{M}_{nx} + \bar{\mathfrak{y}}_{ny}\mathfrak{M}_{ny} + \bar{\mathfrak{z}}_{ny}\mathfrak{M}_{nz}$$

folgt:

$$N_y' = \bar{\mathfrak{x}}_{ny}(M_{on} + M_{o,n-1})\frac{h\lambda}{4J_{un}} + \bar{\mathfrak{y}}_{ny}(M_{on} - M_{o,n-1})\frac{\lambda^2}{12J_{un}} + \bar{\mathfrak{z}}_{ny}(M_{on} + M_{o,n-1})\frac{\lambda}{2J_{un}}.$$

Für den vierten Rahmen ist:

$$N'_{4y} = 1 \cdot (M_{04} - M_{03})\frac{\lambda^2}{12J_{u4}}.$$

Zustand $\bar{Z}_4 = 1$.

$$N_z' = \int M_{on} \bar{\mathfrak{M}}_{nz} \frac{dx}{EJ},$$

darin ist:

$$\bar{\mathfrak{M}}_{nz} = \bar{\mathfrak{x}}_{nz}\mathfrak{M}_{nx} + \bar{\mathfrak{y}}_{nz}\mathfrak{M}_{ny} + \bar{\mathfrak{z}}_{nz}\mathfrak{M}_{nz},$$

demnach:

$$N_z' = -\bar{x}_{nz}(M_{on}+M_{o,n-1})\frac{h\lambda}{4J_{un}} + \bar{y}_{nz}(M_{on}-M_{o,n-1})\frac{\lambda^2}{12J_{un}} + \bar{3}_{nz}(M_{on}+M_{o,n-1})\frac{\lambda}{2J_{un}}$$

und $N_z = \Sigma N_z'$.

Für den vierten Rahmen gilt:

$$N_{4z}' = 1\cdot(M_{04}+M_{03})\frac{\lambda}{2J_{u4}}.$$

Einflußlinien der statisch unbestimmten Größen $\bar{X}_4$, $\bar{Y}_4$, $\bar{Z}_4$.

Bezeichnen δ_{mx}, δ_{my}, δ_{mz} die Verschiebungen des Lastenangriffspunktes m infolge $\bar{X}_4=1$, $\bar{Y}_4=1$, $\bar{Z}_4=1$, so gelten die nachstehenden Gleichungen:

$$\begin{aligned}\bar{X}_4\delta_{xx}+\bar{Y}_4\delta_{xy}+\bar{Z}_4\delta_{xz}+\delta_{mx}&=0\\ \bar{X}_4\delta_{yx}+\bar{Y}_4\delta_{yy}+\bar{Z}_4\delta_{yz}+\delta_{my}&=0\\ \bar{X}_4\delta_{zx}+\bar{Y}_4\delta_{zy}+\bar{Z}_4\delta_{zz}+\delta_{mz}&=0,\end{aligned}$$

woraus folgt:

$$\begin{aligned}\bar{X}_4&=\alpha_{xx}\delta_{mx}+\alpha_{xy}\delta_{my}+\alpha_{xz}\delta_{mz}\\ \bar{Y}_4&=\alpha_{yx}\delta_{mx}+\alpha_{yy}\delta_{my}+\alpha_{yz}\delta_{mz}\\ \bar{Z}_4&=\alpha_{zx}\delta_{mx}+\alpha_{yz}\delta_{my}+\alpha_{zz}\delta_{mz}.\end{aligned}$$

Die Nennerdeterminante der obigen Gleichungen ist:

$$\Delta=\delta_{xx}\begin{vmatrix}\delta_{yy}&\delta_{yz}\\ \delta_{zy}&\delta_{zz}\end{vmatrix}-\delta_{yx}\begin{vmatrix}\delta_{xy}&\delta_{xz}\\ \delta_{zy}&\delta_{zz}\end{vmatrix}+\delta_{zx}\begin{vmatrix}\delta_{xy}&\delta_{xz}\\ \delta_{yy}&\delta_{yz}\end{vmatrix}$$

mithin haben wir für die Koeffizienten α_{xx}, α_{xy} . . .

$$\alpha_{xx}=\frac{\begin{vmatrix}\delta_{yy}&\delta_{yz}\\ \delta_{zy}&\delta_{zz}\end{vmatrix}}{\Delta}\quad \alpha_{xy}=\alpha_{yx}=-\frac{\begin{vmatrix}\delta_{xy}&\delta_{xz}\\ \delta_{zy}&\delta_{zz}\end{vmatrix}}{\Delta}\quad \alpha_{xz}=\alpha_{zx}=\frac{\begin{vmatrix}\delta_{xy}&\delta_{xz}\\ \delta_{yy}&\delta_{yz}\end{vmatrix}}{\Delta}$$

$$\alpha_{yy}=\frac{\begin{vmatrix}\delta_{xx}&\delta_{xz}\\ \delta_{zx}&\delta_{zz}\end{vmatrix}}{\Delta}\quad \alpha_{yz}=\alpha_{zy}=-\frac{\begin{vmatrix}\delta_{xx}&\delta_{xz}\\ \delta_{yx}&\delta_{yz}\end{vmatrix}}{\Delta}\quad \alpha_{zz}=\frac{\begin{vmatrix}\delta_{xy}&\delta_{xx}\\ \delta_{yy}&\delta_{yx}\end{vmatrix}}{\Delta}$$

Ermittlung der Verschiebungen δ_{mx}, δ_{my}, δ_{mz}.

Um die Verschiebungen der einzelnen Knotenpunkte zu ermitteln, ersetzen wir die Belastungsfläche durch Einzellasten und führen als Trägheitsmoment den Mittelwert der Trägheitsmomente der beiden in dem Punkte m endigenden Untergurtstäbe ein. Wir beschränken uns auf die Ermittlung einer dieser Einzellasten (w = Gewicht), da die Ausdrücke von derselben Form sind. Bezeichnet J_c ein beliebig gewähltes Trägheitsmoment, mit dem alle Ausdrücke zu multiplizieren sind, dann erhalten wir nach Abb. 10:

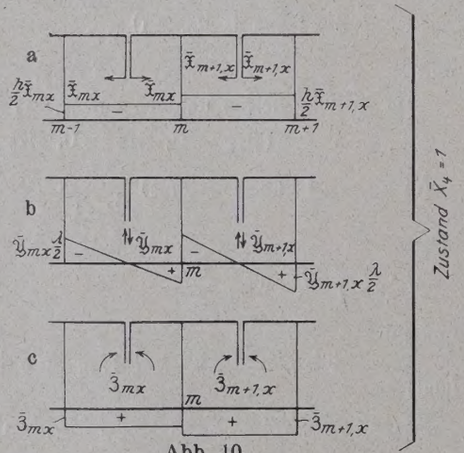


Abb. 10.

Zustand $\bar{X}_4=1$.

Punkt m (Abb. 10 a, b, c):

$$w_{mx}=\left[-\frac{h\lambda}{4}(\bar{x}_{mx}+\bar{x}_{m+1,x})+\frac{\lambda^2}{12}(\bar{y}_{mx}-\bar{y}_{m+1,x})+(\bar{3}_{mx}+\bar{3}_{m+1,x})\frac{\lambda}{2}\right]\frac{J_c}{J_m},$$

Punkt 3:

$$w_{3x}=\left[-\frac{h\lambda}{4}(\bar{x}_{3x}+1)+\frac{\lambda^2}{12}\bar{y}_{3x}+\bar{3}_{3x}\frac{\lambda}{2}\right]\frac{J_c}{J_4}.$$

Zustand $\bar{Y}_4=1$.

Punkt m:

$$w_{my}=\left[\frac{h\lambda}{4}(\bar{x}_{my}+\bar{x}_{m+1,y})+\frac{\lambda^2}{12}(\bar{y}_{my}-\bar{y}_{m+1,y})+(\bar{3}_{my}+\bar{3}_{m+1,y})\frac{\lambda}{2}\right]\frac{J_c}{J_m}.$$

Zustand $\bar{Z}_4=1$.

$$w_{mz}=\left[-\frac{h\lambda}{4}(\bar{x}_{mz}+\bar{x}_{m+1,z})+\frac{\lambda^2}{12}(\bar{y}_{mz}-\bar{y}_{m+1,z})+(\bar{3}_{mz}+\bar{3}_{m+1,z})\frac{\lambda}{2}\right]\frac{J_c}{J_m}.$$

Sind alle w-Gewichte für sämtliche Knotenpunkte ermittelt, dann ergeben sich zeichnerisch oder rechnerisch die Verschiebungen δ_{mx}, δ_{my}, δ_{mz} aus der Momentenkurve dieser Lasten und somit auch die Einflußlinien der Größen $\bar{X}_4$, $\bar{Y}_4$, $\bar{Z}_4$.

Wärmeeinflüsse.

Wir berücksichtigen nur einen Temperaturunterschied der Gurte und betrachten einen beliebigen Rahmen n.

Es bezeichnet:

ε den Wärmedehnungskoeffizienten,
t_{un} die Temperatur des Untergurtes,
t_{on} die Temperatur des Obergurtes,
N_{nx}, N_{ny}, N_{nz} die Normalkräfte infolge $\bar{x}_{nx}=1$, $\bar{y}_{nx}=1$, $\bar{3}_{nx}=1$.

Wir erhalten:

Zustand $\bar{X}_4=1$.

$$\delta'_{tx}=\int\bar{N}_{nx}\Delta\,ds$$

und da

$$\Delta\,ds=\varepsilon\,t\,ds$$

$$\bar{N}_{nx}=\bar{x}_{nx}N_{nx}+\bar{y}_{nx}N_{ny}+\bar{3}_{nx}N_{nz}$$

ergibt sich ($N_{ny}=0$, $N_{nz}=0$):

$$\delta'_{tx}=\bar{x}_{nx}\int N_{nx}\,\varepsilon\,t\,dx=\bar{x}_{nx}\,\varepsilon\,\lambda\,(t_{un}-t_{on}).$$

Erleiden alle Gurtstäbe einen Temperaturunterschied, dann haben wir:

$$\Sigma\,\delta'_{tx}=\varepsilon\,\lambda\,[\bar{x}_{1x}(t_{u1}-t_{o1})+\bar{x}_{2x}(t_{u2}-t_{o2})+\ldots+(t_{u4}-t_{o4})+\ldots+\bar{x}_{1x}(t_{u7}-t_{o7})].$$

Ebenso ergibt sich:

Zustand $\bar{Y}_4=1$.

$$\Sigma\,\delta'_{ty}=\varepsilon\,\lambda\,[\bar{x}_{1y}(t_{u1}-t_{o1})+\bar{x}_{2y}(t_{u2}-t_{o2})+\ldots+t_{u4}-t_{o4}+\ldots+\bar{x}_{1y}(t_{u7}-t_{o7})].$$

Zustand $\bar{Z}_4=1$.

$$\Sigma\,\delta'_{tz}=\varepsilon\,\lambda\,[\bar{x}_{1z}(t_{u1}-t_{o1})+\bar{x}_{2z}(t_{u2}-t_{o2})+\ldots+t_{u4}-t_{o4}+\ldots+\bar{x}_{1z}(t_{u7}-t_{o7})].$$

Die Werte $\bar{X}_{4t}$, $\bar{Y}_{4t}$, $\bar{Z}_{4t}$ folgen dann aus den nachstehenden Gleichungen:

$$\begin{aligned}\bar{X}_{4t}&=\alpha_{xx}\Sigma\,\delta'_{tx}+\alpha_{xy}\Sigma\,\delta'_{ty}+\alpha_{xz}\Sigma\,\delta'_{tz}\\ \bar{Y}_{4t}&=\alpha_{yx}\Sigma\,\delta'_{tx}+\alpha_{yy}\Sigma\,\delta'_{ty}+\alpha_{yz}\Sigma\,\delta'_{tz}\\ \bar{Z}_{4t}&=\alpha_{zx}\Sigma\,\delta'_{tx}+\alpha_{zy}\Sigma\,\delta'_{ty}+\alpha_{zz}\Sigma\,\delta'_{tz}\end{aligned}$$

wobei zu beachten ist, daß, falls alle Ausdrücke mit einem beliebig gewählten Trägheitsmoment J_c multipliziert worden sind, oder falls ein konstantes Trägheitsmoment J angenommen worden ist, entweder das Trägheitsmoment J_c oder J und der Elastizitätsmodul E als Faktoren auf der rechten Seite der obigen Gleichungen hinzugefügt werden müssen.

INHALT: Die neue Pregelbrücke zu Königsberg (Preußen). — Neue Stollenbauten. — Ermittlung der statisch unbestimmten Größen hochgradig statisch unbestimmter Rahmen unter Anwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 19. Juni 1925 Heft 27

Bücherschau.

Einfluß der Fliehkräfte auf Eisenbahnbrücken. Von Dr.-Ing. O. Kommerell und Bruno Schulz. Sonderdruck aus der Zeitschrift „Die Bautechnik". Mit 17 Textabb. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 2,10 R.-M.

Der Sonderdruck verdankt sein Entstehen dem lebhaften Bedürfnis, die im Zentralblatt der Bauverwaltung vom 18. Februar 1922 erschienene und bei Berechnung von Brücken in Krümmungen viel benutzte Abhandlung von Dr.-Ing. Kommerell stets zur Hand zu haben, ohne auf den meist den Büchereien einverleibten Band des Zentralblattes zurückgreifen zu müssen. Inzwischen hatte Regierungsbaumeister B. Schulz in Anlehnung an den Aufsatz von Dr.-Ing. Kommerell, der nur die Fälle behandelte, in denen die Gleisbogensehne parallel zur Brückenachse liegt, auch Formeln für beliebige Gleislage entwickelt; die Formeln des von beiden Verfassern gemeinschaftlich herausgegebenen Sonderdrucks können bei jeder beliebigen Gleislage und auch bei schiefen Brücken verwendet werden. Sowohl die infolge der Fliehkraft vom Windverbande als auch die von den beiden Hauptträgern aufzunehmenden Biegungsmomente und Querkräfte, herrührend von der Verkehrslast und Fliehkraft, ergeben sich sehr einfach mit Hilfe der aus den „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken" von 1925 zu entnehmenden Biegungsmomente M_p und Querkräfte Q_p. Der wagerechte Verband und der äußere Hauptträger sind entsprechend den „Berechnungsgrundlagen" im allgemeinen für die der höchstzulässigen Zuggeschwindigkeit v entsprechenden Fliehkraft und der innere Hauptträger für die halbe größte Fliehkraft (entsprechend 0,71 v) berechnet. In einem besonderen Anhang wird noch ausgeführt, daß bei Brücken mit obenliegender Fahrbahn und oberem Windverband, d. h. wenn die oberen Gurtungen der Hauptträger zugleich Glieder des Windverbandes sind, unter Umständen der Obergurt des äußeren Hauptträgers durch die halbe größte Fliehkraft und umgekehrt der Obergurt des inneren Hauptträgers durch die größte Fliehkraft am ungünstigsten beansprucht werden. Da die zulässigen Spannungen der Windverbände nach den neuen „Berechnungsgrundlagen" nicht mehr nach der Stützweite der Verbände abgestuft, sondern für einen bestimmten Baustoff einheitlich festgesetzt sind (z. B. für Flußstahl St 37 auf 1000 kg/cm²), so sind künftig auch die von der Fliehkraft herrührenden Momente und Querkräfte des Windverbandes mit der Stoßzahl φ zu multiplizieren, womit die seitherige in diesem Fall nicht ganz folgerichtige unterschiedliche Bewertung der senkrechten und wagerechten Teilkräfte der Verkehrslast vermieden ist.

Neben dem allgemeinen Fall beliebiger Gleislage, bei dem die Momente und Querkräfte der Hauptträger als aus vier Einzelzuständen entstanden gedacht sind, sind auch noch für den Fall, daß die Bogensehne parallel zur Brückenachse liegt, zwei bereits früher von Dr.-Ing. Kommerell behandelte Sonderfälle näher ausgeführt:

1. die bei Trogbrücken zur Erzielung möglichst gleichmäßiger Belastung gebräuchliche Anordnung, daß die Mitte der Brückenachse im Innern des Gleisbogens liegt und vom Bogenscheitel einen Abstand $= 1/3$ der Pfeilhöhe des Bogens hat, und

2. die bei Deckbrücken im allgemeinen übliche Anordnung, daß beide Hauptträger — der äußere für die größte, der innere für die halbe größte Fliehkraft — annähernd gleich beansprucht werden.

Die Formeln für sämtliche Fälle sind in einer Tafel übersichtlich zusammengestellt; ihre Anwendung wird in zwei Rechnungsbeispielen erläutert.

Der Sonderdruck ist infolge seines klaren Aufbaus und der eingehenden Entwicklung der Formeln ein wertvolles Hilfsmittel zur einfachen und raschen Berechnung von Brücken in Gleiskrümmungen. Ernst.

Eisenbetonbogenbrücken für große Spannweiten. Von H. Spangenberg, o. Prof. a. d. Techn. Hochschule München. Sonderabdruck aus „Der Bauingenieur" 1924, Heft 15 und 16. 17 S. mit 35 Abb. Berlin 1924. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 1,50 R.-M.

Dieser Sonderdruck gibt mit einigen Erweiterungen den Inhalt eines Vortrages wieder, den der Verfasser auf der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 25. April 1924 in Berlin gehalten hat.[1]) Im ersten Teil wird der Einfluß des Eisenbetons auf die Steigerung der Spannweiten gewölbter Brücken untersucht. Der zweite Teil behandelt ausschließlich Eisenbetonbogen mit steifer Bewehrung (Bauweise Melan). Der Verfasser sieht in der Verwendung der letzteren eine Möglichkeit, die Ausführung von Eisenbetonbogenbrücken großer Spannweiten zu fördern. Im besonderen erörtert er diese Möglichkeit an dem baureif durchgearbeiteten Entwurf einer Elbbrücke für Dresden von 136 m Spannweite und 1 : 15 Pfeilverhältnis. Die sehr lehrreiche Schrift wird für jeden Brückenbauer von besonderem Interesse sein und kann zum eingehenden Studium bestens empfohlen werden. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 19, S. 200.

Brücken in Eisenbeton. Ein Leitfaden für Schule und Praxis. Von C. Kersten, Studienrat, vorm. Oberingenieur. Teil III: Rechnungsbeispiele für Balkenbrücken. Mit 139 Textabb. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 4,80, geb. 6 R.-M.

Der vorliegende dritte Teil des Leitfadens erscheint sowohl für Unterrichtszwecke als auch für die Zwecke der Praxis recht geeignet. „Aus der Praxis für die Praxis" ist hier des Verfassers Losung gewesen, denn es handelt sich durchweg um die Berechnung tatsächlich ausgeführter Brückenwerke. Neben der einfachen Balkenbrücke mit versenkter Fahrbahn und der Balkenbrücke mit Gegengewichten ist der durchlaufenden Brücke eine besonders ausführliche Behandlung zuteil geworden, indem diese Bauweise in sechs verschiedenen Beispielen (Nr. 5 bis 10) nach den mannigfachen Verfahren durchgearbeitet wird. So bringt zunächst Beispiel 5 die Anwendung der Winklerschen Zahlen, Beispiel 6 wendet die Dreimomentengleichung an, Nr. 7 bringt die zeichnerische Ermittlung der Einflußlinien nach dem Ritterschen Verfahren für den Träger über vier Öffnungen auf elastisch drehbaren Stützen unter Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes des Balkens, während Beispiel 8 das rechnerische Verfahren von Müller-Breslau zur Bestimmung der Einflußlinien (mittels der sogenannten ω-Werte) veranschaulicht. Beispiel 9 zeigt den Gebrauch der Griotschen Tabellen zum Auftragen von Einflußlinien für die Biegungsmomente und Querkräfte, und Beispiel 10 (Verladebrücke über viele Öffnungen) ist schließlich bemerkenswert durch das Rechnen mit Belastungsgleichwerten an Stelle von Einzellasten. Es sind also sämtliche nur denkbaren Verfahren berücksichtigt und durch außerordentlich deutliche und anschauliche Textabbildungen erläutert. Selbst die immerhin etwas schwierigen Verfahren von Ritter und Müller-Breslau werden hiernach mühelos verstanden werden.

Man kann nur wünschen, daß der Verfasser auch für das Gebiet der Bogenbrücken bald ein ähnliches Bändchen herausbringt, wodurch sicherlich einem Bedürfnisse der Fachwelt Rechnung getragen werden dürfte. Dr.-Ing. Kann.

XI. Kongreß für Heizung und Lüftung 1924 in Berlin. Bericht, herausgegeben vom ständigen Kongreßausschuß. 420 S. mit 199 Abb. im Text und 2 Tafeln. München und Berlin 1925. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 10 R.-M.

In einem stattlichen Bande sind die Ergebnisse über die umfangreichen und wichtigen, auch für den Bauingenieur interessanten Arbeiten des XI. Kongresses für Heizung und Lüftung, der vom 17. bis 20. September 1924 in Berlin getagt hat, zusammengefaßt. Über nicht weniger als 15 Fachvorträge, die auf dem Kongreß gehalten wurden, findet man eingehende Berichte; auch die auf die Vorträge gefolgte Aussprache ist mit Recht ausführlich wiedergegeben. Es seien hier als bedeutungsvoll für Bautechniker nur erwähnt der vortreffliche Vortrag von Dr.-Ing. Ernst Schmidt, München, betr. „Neuere Untersuchungen über den Wärmebedarf von Gebäuden und die Wärmeabgabe von Heizkörpern", ferner der Vortrag von Prof. Dr. Strache, Wien, über die „Gasheizung von Gebäuderäumen", endlich der lehrreiche Vortrag von Regierungsbaumeister Wentscher, Karlshorst-Berlin, über das Kleinhaus in wärmetechnischer Beziehung, an den sich eine besonders interessante Aussprache geknüpft hat. Auch über die Besichtigung hervorragender Heizungs- und Lüftungsanlagen in größeren Berliner Gebäuden ist kurz berichtet worden. Am Schluß enthält das vorliegende Buch die Teilnehmerliste des Kongresses, die nicht weniger als 730 Namen aufweist, wozu noch 163 Damen kommen.

In erster Linie soll und wird das Buch natürlich diesen zahlreichen Kongreßteilnehmern eine willkommene, wertvolle Erinnerung an die

arbeitsreiche und interessante Tagung sein. Aber seine Bedeutung ist weitgehender. Wer immer als Ingenieur sich in bequemer Weise über den gegenwärtigen Stand des Heizungs- und Lüftungsfaches eingehend belehren will, dem kann nur empfohlen werden, den vorliegenden vorzüglich verfaßten und redigierten Kongreßbericht aufmerksam und gründlich durchzustudieren. Laskus.

Bauunfälle und deren Vermeidung. Von Prof. Dr.-Ing. Möller, Braunschweig. Sonderdruck aus der Zeitschrift „Beton u. Eisen" 1925, Heft 4 u. 8. Mit 10 Textabb. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 1 R.-M.

Der Verfasser behandelt seinen Stoff in sechs kurzen Abschnitten, deren erster über Unfälle berichtet, die schon längere Jahre zurückliegen. In einem Falle waren die aufwärts biegenden Momente in einer Eisenbetondecke nicht genügend berücksichtigt, auch war die Decke überlastet. Bei dieser Gelegenheit wird empfohlen, in jedem Lagerraume, z. B. innen über der Eingangstür, die zulässige Höhe der Nutzlast deutlich und dauerhaft anzuschreiben. In den neuen englischen Eisenbetonbestimmungen findet sich dieser Rat ebenfalls mit dem Hinweise, daß ein Gebäude sonst eine empfindliche Wertverminderung dadurch erleiden kann, daß diese Kunde verloren geht; denn durch eine Untersuchung des Bauwerkes selbst seine Tragfähigkeit festzustellen, sei ohne eine Schädigung des Bauwerks kaum möglich. In die deutschen Bestimmungen ist dieser sehr nützliche Hinweis leider nicht aufgenommen, weil er nicht als baupolizeiliche Vorschrift gelten kann, sondern nur eine Gebrauchsanweisung für ein fertiges Bauwerk darstellen würde.

In einem andern Falle brach die Decke eines Lagerraumes dicht am Auflager, weil man hier nur mit aufwärtsbiegenden Momenten gerechnet und die Zugeisen nicht bis ins Auflager hineingeführt hatte. Das Einspannmoment teilte sich außerdem der wenig biegungsfesten in Ziegel gemauerten Außenwand mit, die ebenfalls brach.

Ein zweiter Abschnitt behandelt einzelne Sonderfälle, z. B. die hohe Stirnwand eines Brückengewölbes, die dem Erddruck nicht genug Widerstand geleistet und an ihrem Fuße einen Riß im darunter befindlichen Gewölbe verursacht hatte. Weiter werden die durch Eisenbetonanker verbundenen Flügelmauern eines Brückenwiderlagers geschildert. Die aus Lehmboden bestehende Hinterfüllung war so ungeschickt eingebracht, daß die Anker seitlichen Druck erhielten, dadurch die Flügelmauern nach innen zusammenzogen und schließlich rissen. Ein weiterer Abschnitt befaßt sich mit den sehr häufigen Mängeln der Schalung und Ausrüstung. Eingehend wird der bekannte Einsturz der Überführung der Schleswiger Landstraße über die Gleise des Flensburger Bahnhofs geschildert.

Hierzu vergleiche man die Aufsätze in der „Bautechnik" 1924, Heft 46 und in „Beton u. Eisen" 1925, Heft 9, wo diese Vorgänge ebenfalls ausführlich und unter Beigabe zahlreicher Abbildungen erörtert sind.

Abschnitt IV handelt von Mängeln im Verbund von Eisen und Beton und gibt beachtenswerte Beispiele, wie man das Eisen zunächst in ausreichender Länge im Beton zu verankern hat, bevor man ihm größere Zugspannungen zumuten darf.

Der nächste Abschnitt bespricht Mängel in der Anordnung der Diagonaleisen usw. Die Lehrbücher behandeln meist einfache Fälle, bei denen es nicht schwer ist, die richtige Lage zu finden. Hier wird dagegen das Beispiel eines annähernd halbkreisförmigen Rahmenbinders auf zwei Gelenken gezeigt, bei dem die Drucklinie im Scheitel nach oben und in der Nähe der Kämpfer nach unten aus dem Rahmen heraustritt; dementsprechend müssen auch die Schrägeisen ihre Richtung wiederholt ändern, um die Querkräfte in ausreichender Weise aufnehmen zu können.

Der letzte Abschnitt behandelt ganz kurz die Mängel der Betonbeschaffenheit.

Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton hat es sich schon seit rd. 15 Jahren zur Aufgabe gemacht, Eisenbeton-Bauunfälle zu veröffentlichen; durch Aufsätze und Abhandlungen, von der Art wie sie hier soeben besprochen sind, die aus der Feder eines Sachverständigen stammen, der häufig als Gutachter bei Unfällen zugezogen wird, können die Bemühungen des Eisenbeton-Ausschusses wirksam unterstützt werden. Es ist zu hoffen, daß dies Beispiel auch andere Bausachverständige zur Nachahmung anreizt. L.-M.

Vermessungskunde. Von Dr.-Ing. M. Näbauer, Professor an der Technischen Hochschule Karlsruhe. Teil I, Bd. 4 der Handbibliothek für Bauingenieure, herausgegeben von R. Otzen. 340 S. mit 344 Textabb. und Sachverzeichnis. Berlin 1922. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 11 R.-M.

Das Werk behandelt in fünf Abschnitten: a) die Elemente der Fehlertheorie, b) die Elemente der Instrumentenkunde, c) die Aufnahmearbeiten, d) die Planherstellung und Flächenberechnung, e) die Absteckungsarbeiten.

Das Buch führt den akademisch vorgebildeten Bauingenieur, der sich mit dem Vermessungswesen beschäftigen will oder muß, in klarer, übersichtlicher und gründlicher Form in dieses unentbehrliche Gebiet seiner Hilfswissenschaften ein und bringt ihm das, was für selbständige Messungen, für deren Beurteilung und Auswertung unbedingt erforderlich ist; vor allem kann es ein ausgezeichneter Wegweiser für den Auslandingenieur sein, der in kartographisch unbekannten Ländern mitunter umfangreiche Vermessungen vornehmen muß und keinen Vermessungsspezialisten zur Seite hat, also auf sich selbst gestellt ist.

Das Buch kann allen Interessierten besonders empfohlen werden.
Dr.-Ing. Herbst, Reg.- u. Baurat.

Eisenbahnwesen. Die eisenbahntechnische Tagung und ihre Ausstellungen 1924. Sonderausgabe der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure. 392 S. Dazu: Deutsche Erzeugungsstätten für den Eisenbahnbedarf. 224 S. Berlin 1925. V. D. I.-Verlag G. m. b. H. Preis geb. 28 R.-M.

In dem vorliegenden, vorzüglich ausgestatteten Bande sind die Ergebnisse der Berliner eisenbahntechnischen Tagung zusammengefaßt, die bekanntlich der Verein deutscher Ingenieure angeregt und im engen Zusammenarbeiten mit der Reichsbahn-Verwaltung im September 1924, zugleich mit den Ausstellungen in Seddin und in der Technischen Hochschule Charlottenburg in glänzender Weise und mit bestem Erfolge durchgeführt hat. Wie umfangreich und vielseitig die Arbeiten dieser denkwürdigen Tagung gewesen sind und welch interessante und wichtige Ergebnisse sie gezeitigt haben, das erkennt man schon bei einer flüchtigen Durchsicht des vorliegenden Buches, das eine wahre Fundgrube von Fachwissen und -erfahrung darstellt. Nicht weniger als 48 Vorträge aus allen Sondergebieten des Eisenbahnwesens sind darin ausführlich wiedergegeben; zahlreiche vortreffliche Abbildungen unterstützen das Verständnis des Textes. Auch die den Vorträgen gefolgten Aussprachen sind berücksichtigt, so daß man ein vollständiges Bild von den Verhandlungen der Tagung erhält.

Die Vorträge sind nach den einzelnen Sondergebieten des Eisenbahnwesens geordnet und demgemäß in zehn Gruppen untergebracht. Von diesen behandeln die drei ersten und die Gruppen V und VIII das Eisenbahnmaschinenwesen einschl. der Werkstätten, Gruppe IV den elektrischen Bahnbetrieb. Gruppe IX enthält nur einen Vortrag über die Wirtschaftlichkeit des Eisenbahnbetriebes. Für den Bauingenieur von besonderer Wichtigkeit sind die Gruppe X, die in sieben Vorträgen den Oberbau, Brückenbau und Tunnelbau umfaßt, ferner Gruppe VII betr. das Verschiebewesen (sechs Vorträge) und endlich Gruppe VI mit zwei Vorträgen über das Signal- und Sicherungswesen.

Die Gruppe X, deren Gegenstände die Leser der „Bautechnik" in hervorragendem Maße interessiert, enthält unter anderem drei Vorträge von grundlegender Bedeutung, nämlich den Vortrag von Herwig über die beabsichtigte Ausgestaltung des deutschen Oberbaues, und den Vortrag von Schaechterle über die wirtschaftlichen Vorteile der neuzeitlichen Ausgestaltung der Eisenbahnbrücken, an den sich der Vortrag von Kommerell über die wissenschaftlichen Grundlagen für Neubau und Verstärkung der Brücken anschließt. Schon diese drei Vorträge machen das Buch wert, von jedem Eisenbahningenieur gründlich studiert zu werden, denn sie bringen ihm in bequemer Weise die Kenntnis des derzeitigen Standes der einschlägigen Technik und regen zum Weiterarbeiten an. Für die Unterhaltung der Eisenbauten der Eisenbahnen von Bedeutung ist der Vortrag von Eibner über Forschungsergebnisse auf dem Gebiete der Sonderanstriche für Reichsbahnzwecke.

Der knappe verfügbare Raum gestattet nicht, des näheren auf den reichen Inhalt des Buches einzugehen; es sei nur erwähnt, daß sein Gebrauchswert durch eine vortrefflich zusammengestellte Übersicht über die neuere deutsche Literatur des Eisenbahnwesens und ein ausführliches alphabetisches Sachverzeichnis noch erheblich erhöht wird.

Der zweite Teil gibt reich illustrierte Einzelbeschreibungen von Ausstellungsgegenständen der beiden mit der Tagung verbundenen eisenbahntechnischen Ausstellungen. Die Verfasser dieser Beschreibungen sind die Erzeuger und Aussteller selbst. Auch in diesem Teil wird der Eisenbahningenieur manch Lehrreiches und Fesselndes finden. Den Teilnehmern an der eisenbahntechnischen Tagung wird der Berichtsband, dessen schnelles Erscheinen der Rührigkeit und Tatkraft der Schriftleitung des Vereines deutscher Ingenieure ein glänzendes Zeugnis ausstellt, ein wertvolles bleibendes Andenken an die einzigartige Woche des Herbstes 1924 sein; aber darüber hinaus kann die Anschaffung und das Studium des handlichen Buches auch jedem anderen Fachmanne nicht warm genug empfohlen werden. L.

Tafeln zur Berechnung eiserner Eisenbahnbrücken nach den „Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken“ vom 25. Februar 1925 — 82 D. 2531. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 2,10 R.-M.

Für den bequemen Handgebrauch der 23 in den „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken“ enthaltenen Zahlentafeln sowie der ebendaselbst veröffentlichten fünf „Niettafeln“ für Niete von 17, 20, 23, 26 und 29 mm Durchm. und nomographischen Tafeln sind alle diese Tafeln für sich, also ohne den Text, auf starkem Kartonpapier gesondert abgedruckt und in einem solide ausgestatteten Hefte zusammengefaßt worden. Wegen der Bedeutung der genannten Tafeln darf auf die von Reichsbahnrat Ernst in der „Bautechnik“ 1925, Heft 15 veröffentlichte Besprechung der Vorschriften selbst verwiesen werden. Die Zusammenstellung der Tafeln in einem Sonderheft erscheint für die Benutzer der Vorschriften außerordentlich zweckdienlich, und die Beschaffung des Tafelheftes neben den Vorschriften ist daher sehr zu empfehlen. Ls.

Knickung. Über v. Kármáns Versuche. Eine Studie zur Biegungstheorie. Von Thoralf F. Hellan. Heft 2. Trondhjem 1924. F. Bruns Bokhandel.

Am Schluß seines ersten Heftes über Knickung[1]) hat der Verfasser die schon längst bekannte Durchbiegungsformel

$$f = \frac{e}{r-1} = \frac{e}{\frac{\sigma_0}{\sigma}-1} = \frac{e}{\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon}-1}$$

hergeleitet. Sie gilt für einen an seinen Enden gelenkig gelagerten und in seiner Achse belasteten Stab, der nicht gerade, sondern gekrümmt ist; Größe des Krümmungspfeiles $= e$. Die Druckbelastung P ist kleiner als die Knicklast $P_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l^2}$. Das Verhältnis der Druckkräfte P_E zu P oder der Spannungen $\sigma_0 = \frac{P_E}{F}$ zu $\sigma = \frac{P}{F}$ oder der zugehörigen spezifischen Druckverkürzungen $\varepsilon_0 : \varepsilon$ ist in obenstehender Formel mit r bezeichnet.

An Hand der Kármánschen Knickversuche und der dabei vorgenommenen Ausbiegungsmessungen[2]) versucht Hellan in dem vorliegenden Heft 2 die aufgestellte Durchbiegungsformel $f = \frac{e}{r-1}$ nachzuprüfen. Er wendet zunächst die nur bis zur Proportionalitätsgrenze σ_p gültige Formel ohne weiteres auch für den unelastischen Bereich an. Dies ist natürlich unzulässig. Jenseits der Proportionalitätsgrenze, d. h. für Druckspannungen $\sigma > \sigma_p$, ist statt des unveränderlichen Elastizitätsmaßes E das kleinere elastische Maß $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ einzuführen, was auch nur als Annäherung zutrifft. Ferner benutzt er die Durchbiegungsformel $f = \frac{e}{r-1}$ sowohl für gekrümmte Stäbe vom Pfeil e wie auch für gerade Stäbe, bei denen die Druckkraft P an einem Hebelarm e angreift; für letzteren Fall lautet indessen die zutreffende Durchbiegungsformel $f = \frac{5}{4} \cdot \frac{e}{r-1}$. Abgesehen von diesen ihm unterlaufenden Irrtümern kommt der Verfasser auch im elastischen Knickbereich zu folgenden Ergebnissen.

Er findet, daß die bei den Kármánschen Versuchen unter den einzelnen Laststufen gemessenen Ausbiegungen nicht mit den nach seiner Formel errechneten Durchbiegungen übereinstimmen, solange die Exzentrizität e unveränderlich angenommen wird. Die mit Hilfe der umgeformten Formel $e = f\,(r-1)$ aus den gemessenen Durchbiegungen f errechneten Exzentrizitäten e sind nicht unveränderlich: sie nehmen im Laufe der Belastung im allgemeinen erst zu, dann ab, dann wieder zu. Zur Aufklärung dieses Verhaltens sucht Hellan nach Gründen und führt der Reihe nach folgende an:

das Schwanken des Elastizitätsmaßes E zwischen 2150 und 2200 t/cm²;

die Benutzung des üblichen Krümmungsmaßes $\frac{1}{\varrho} = y''$ statt des genauen Ausdrucks $\frac{1}{\varrho} = \frac{y''}{[1+y'^2]^{\frac{3}{2}}}$;

Verdickung des Stabquerschnitts und Verkürzung der Stablänge im Laufe der Belastung;

ungleich große Hebelarme e an den Stabenden;

das Verhalten der Maschine bei fortschreitender Belastung;

endlich mögliche Beobachtungsfehler.

Alle diese Gründe dürften nicht stichhaltig sein, um die Unterschiede zwischen Rechnung und Beobachtung aufzuklären. Sie sind auf das Ergebnis der Rechnung mehr oder minder nur von untergeordneter Bedeutung. Der Verfasser übersieht, daß es Kármán bei seinen Versuchen auf etwas ganz anderes ankam. Kármán wollte nicht den exzentrisch belasteten, sondern den genau zentrisch belasteten, geraden Stab der verschiedensten Schlankheitsgrade untersuchen. Um möglichst alle Fehlerquellen auszuschalten, wurden die Stäbe mit einer Druckkraft bis zur halben Knicklast vorbelastet und von Exzentrizitäten usw. befreit. Dies ist Kármán auch in einer bis dahin unerreichten Weise glänzend gelungen. Wurden doch bis zur Erreichung der Knickgrenze Ausbiegungen des Stabes von so geringem Grade beobachtet, daß sie nur $\frac{1}{10\,000} \sim \frac{1}{1000}$ der Knicklänge betrugen, während man im allgemeinen Fehlerquellen $e = \frac{l}{200}$ für normal hält. Die bei den Kármánschen Versuchen beobachteten Ausbiegungen sind zufälliger Natur und aus den bei jedem Versuch auftretenden unvermeidlichen Fehlerquellen herzuleiten, z. B. aus gegensätzlichen Krümmungen des Stabes u. a. Es hat gar nicht in Kármáns Absicht gelegen, exzentrisch belastete Stäbe zu erproben; unbeabsichtigte und doch bei seinen Versuchen eingeschlichene Exzentrizitäten wurden von ihm nur geschätzt. Aus diesen Gründen dürfte es kaum angängig sein, die bei den Versuchen Kármáns gemessenen Ausbiegungen zur Überprüfung einer theoretischen Ausbiegungsformel zu benutzen.

Zu einem solchen Zweck wären besondere Versuche anzustellen, bei denen alle anderen Fehlerquellen neben dem gerade zu erprobenden Einfluß der Exzentrizität zurückzutreten haben. Nur aus den Ergebnissen solcher Versuche kann man entsprechende Schlüsse ziehen, Gesetzmäßigkeiten herleiten, theoretisch aufgestellte Formeln prüfen und verbessern. E. Elwitz.

Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Von Dr.-Ing. Karl Terzaghi, Zivilingenieur und Professor in Konstantinopel. 399 S. und 65 Textabb. Leipzig und Wien 1925. Franz Deuticke. Preis geh. 14,70 R.-M.

Seit einiger Zeit ist nicht nur in Deutschland, sondern auch in den uns wissenschaftlich nahestehenden Ländern Österreich, Schweden, Amerika usw. die Meinung zum Durchbruch gelangt, daß zwischen den wissenschaftlichen Forschungsergebnissen des Bodenphysikers und der technisch-praktischen Erdbaulehre des Ingenieurs eine Verbindung hergestellt werden müsse. Um diesem neuen Ziele nahezukommen, sind zahlreiche, in unserer Ingenieurliteratur noch wenig bekannte Versuche angestellt worden, über die der Verfasser des zu besprechenden Buches berichtet. An den Versuchen ist Terzaghi selbst an führender Stelle beteiligt. Folgende, dem Schlußabsatze des Buches entnommenen Worte denen man in jeder Hinsicht zustimmen kann, kennzeichnen die Richtung, nach der sich die Forschungsarbeiten des Verfassers bewegen: „Die bei der Lösung der Erdbauprobleme zu leistende Arbeit besteht hauptsächlich in der Vornahme gewissenhafter Probebohrungen und physikalischer Bodenuntersuchungen, in der Durchführung von Belastungsproben sowie in der wissenschaftlichen Deutung der Beobachtungsergebnisse. Sobald man einmal die praktische Bedeutung dieser Vorarbeiten klar erkannt hat, kann man sich der Einsicht nicht verschließen, daß die Bodenuntersuchung bei Tiefbauarbeiten mindestens ebenso wichtig ist wie die topographische Geländeaufnahme und die statische Berechnung des Bauwerks und daß die Normalisierung der Untersuchungsmethoden zu den Forderungen des Tages gehört.“

Infolge der Größe des zu bearbeitenden Gebiets, das stellenweise noch fast als „Neuland“ bezeichnet werden muß, bringt das Werk im allgemeinen noch keine abgeschlossenen Ergebnisse. Wir finden vielmehr vorwiegend systematische Beschreibungen von Einzelfällen.

Diese Beschreibungen erstrecken sich auf den physikalischen Aufbau, die Reibungseigenschaften, Festigkeiten und Durchlässigkeiten der Bodenarten, wobei die hierhin gehörigen Untersuchungsverfahren einer scharfen Kritik unterzogen werden. Es erweist sich als notwendig, die Bodenuntersuchungen nicht nur auf die gröberen, sondern auch auch auf die feineren und feinsten Bestandteile zu erstrecken, wobei die wichtige Rolle der Kolloide im Boden klar erkannt wird. Als hauptsächliches Kriterium zur erdbautechnischen Beurteilung einer Bodenart dient der Porenraum in seiner Abhängigkeit von den äußeren Einflüssen.

Der Schwerpunkt des Buches liegt in der Beschreibung der Tone. Über die Struktur (Schuppenform), Porenziffer (Wassergehalt), Durchlässigkeitsziffer und die plastischen Eigenschaften der Tone finden wir eingehende Untersuchungen. Für die Spannungsverteilung in Tonböden infolge von äußerer Belastung oder von Eigenlasten sind die Strömungsvorgänge des Porenwassers ausschlaggebend, die sich in sehr langen Zeiträumen (Jahre, Jahrzehnte, Jahrhunderte) abwickeln können. Die sich hieraus ergebenden zeitlich veränderlichen Spannungen in bindigen Böden werden in dem umfangreichen Abschnitt über die hydrodynamischen Spannungserscheinungen behandelt, und

[1]) Besprochen in der „Bautechnik“ 1924, S. 32.

[2]) Kármán, „Untersuchungen über Knickfestigkeit“ in Heft 81 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten.

zwar auf der Grundlage des thermodynamischen Gleichnisses. Es zeigt sich nämlich, daß die Differentialgleichung des Strömungsvorganges im Porenwasser mit der Grundgleichung der nichtstationären, geradlinigen Fortpflanzung der Wärme in isotropen Medien identisch ist.

Weitere wichtige Aufschlüsse liefern die Abschnitte über die Festigkeit, Kohäsion und Durchlässigkeit der Böden, wobei die Kapillarität, Viskosität und Oberflächenspannung des Porenwassers von Bedeutung sind. Das gleiche gilt bezüglich der Reibungseigenschaften der Böden, bei denen die neuesten Forschungsergebnisse zu wesentlichen Abweichungen von den bisherigen Anschauungen führen.

Der Elastizität der Bodenarten, die durch Spannungs-Dehnungs-Diagramme dargestellt wird, sowie den Beziehungen zwischen Korngröße, Durchlässigkeit und Porenziffer sind eingehende Untersuchungen gewidmet. Sehr wertvoll sind die Abhandlungen über die Statik des Bodens, die Tragfähigkeit und Elastizität des Baugrundes, die Tragfähigkeit von Rammpfählen, über den Erddruck usw. Mit besonderer Aufmerksamkeit werden alle praktisch wichtigen Erscheinungen verfolgt, wie die Rutschungen, das Schwimmsandphänomen, der Grundbruch unter Stauwerken usw.

Angenehm berührt in dem vorliegenden Werk die gründliche und wissenschaftlich einwandfreie Behandlung aller Fragen und das Bestreben, die praktischen Belange in gebührendem Maße zu berücksichtigen. Auch dort, wo noch abstraktere Theorien zu Worte kommen, weil noch nicht genügend Versuche vorliegen, wie z. B. die Theorien von Boussinesq (Druckverteilung in örtlich belasteten Sandböden) und von Coulomb (Erddruck), wird bei weiterer Verfolgung der erstrebten Ziele der Zukunft zweifellos noch Wandel schaffen.

Dr.-Ing. A. Freund.

Taylor - Gilbreth - Ford. Gegenwartsfragen der amerikanischen und europäischen Arbeitswissenschaft. Von J. M. Witte. München und Berlin 1924. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 1,80 R.-M.

Die Hauptüberschrift des Buches weist schlagwortartig auf dessen Gegenstand hin, doch geht der Inhalt, wie schon der Untertitel andeutet, über die Betrachtung der Ziele und Wege jener drei Bahnbrecher des behandelten Gebietes hinaus. Auch andere Theoretiker und Praktiker, die sich — sei es im Anschluß an jene drei oder auch selbständig — mit den Fragen der Arbeitswissenschaft befaßt haben, werden in den Kreis der Betrachtungen gezogen. Besonders fesselnd ist der Vergleich der sozialen und wirtschaftlichen Lage in den Vereinigten Staaten Nordamerikas einerseits und in Europa und besonders Deutschlands anderseits, der in die Mahnung hinausläuft, die theoretischen Lehren und praktischen Maßnahmen Nordamerikas, bei all ihrer Bedeutsamkeit, nicht ohne weiteres auf die vielfach sehr abweichenden Verhältnisse der anderen Länder zu übertragen, vielmehr sorgsam zu prüfen, ob und inwieweit die abweichenden Voraussetzungen eine Übertragung zulassen und abweichendes Vorgehen verlangen.

Bei aller Knappheit bietet das Buch sowohl einen guten Überblick für den Kundigen, wie eine leichtverständliche Einführung für den Neuling. Das im Anhange gebrachte Verzeichnis des im Buche angeführten Schrifttums regt an und ermöglicht ein tieferes Eindringen in die vielfältigen Fragen des behandelten bedeutsamen Gebietes.

Brandt.

Lehrbuch für den wärmewirtschaftlichen Unterricht an den Fachschulen des Baugewerbes. Von W. Kopfermann. Berlin 1924. Verlag von A. Luedtke. Preis geb. 5 R.-M.

Der Verfasser behandelt im ersten Abschnitt als Einleitung die Energiequellen in der Natur im allgemeinen, um danach auf das Vorkommen der Brennstoffe auf der Erde und in den einzelnen Ländern zu kommen, und gibt dann Hinweise auf sparsame Wärmewirtschaft.

Im zweiten Teile der Einleitung, Brennstoffkosten und Privatwirtschaft, sind noch die ungeheuren Zahlen der Inflation 1923 enthalten, die in einer zweiten Auflage, die dem Buche zu wünschen ist, natürlich berichtigt werden müssen. Der zweite und dritte Abschnitt enthalten in recht einfacher und anschaulicher Weise einige theoretische Erläuterungen über die Wärme, deren Messung, ihr Verhalten und ihre hygienische Bedeutung sowie die Berechnung der Wärmeverluste der Gebäude nebst Beispielen hierzu.

Abschnitt 4 behandelt die Brennstoffe, ihre Entstehung, Zusammensetzung, die Möglichkeiten ihrer Verwertung sowie ihren Heizwert.

Der fünfte Abschnitt umfaßt das Verhalten der Brennstoffe bei der Verbrennung, zeigt die Folgen unwirtschaftlicher Ausnutzung und gibt Aufschluß über Feuerungsanlagen und Schornsteinbemessung.

Im sechsten Abschnitt sind dann die Gesichtspunkte entwickelt, die für die Planung und den Aufbau in wärmewirtschaftlicher Beziehung der Gebäude in Betracht kommen, wobei sowohl auf übliche falsche Anordnungen als auch, und zwar in der Hauptsache, auf heiztechnische Maßnahmen hingewiesen wird. Dabei sind in dankenswerter Weise die neuesten Forschungsergebnisse auf dem Gebiete wärmewirtschaftlicher Bauweise herangezogen.

Der letzte Abschnitt behandelt Ausführung und Betrieb der üblichen Heizungseinrichtungen, zunächst allgemein, dann in allen Einzelheiten, insbesondere die des Kleinwohnungsbaues und der Siedlungen. Auch hier sind die neuesten Versuchsergebnisse an Kachelöfen und eisernen Öfen benutzt worden. Die Sammel-(Zentral-) Heizungen sind hierbei allerdings ziemlich kurz behandelt, was, in Anbetracht dessen, daß hauptsächlich Kleinwohnungsbau in Frage kommt, eine gewisse Berechtigung hat. Es wäre aber ein Hinweis auf Einrichtungen von Zentralheizungen insbesondere bei Ausnutzung von Abwärme industrieller und öffentlicher Anlagen durch Fernheizungen und zentrale Warmwasserversorgung wünschenswert. Hierin ließe sich noch viel Gutes schaffen, zumal da durch die Warmwasser-Fernheizung auch Entfernungen von mehreren Kilometern überbrückt werden können und die zentrale Warmwasserversorgung für Arbeitersiedlungen von unschätzbarem hygienischen Werte sein würde. Die neuzeitlichen Bestrebungen der Wärmewirtschaft gehen ja gerade darauf aus, Heizkraftwerke entstehen zu lassen, wobei Arbeiter-Wohnstätten und -Siedlungen nicht etwa deshalb ausgenommen werden sollten, weil nach Ansicht rückständiger Arbeitgeber Zentralheizung für Arbeiterwohnungen als Luxus anzusehen wäre.

Das Buch dürfte auch manchem jüngeren in der Praxis stehenden Architekten ein willkommener Ratgeber in heiztechnischen Fragen sein.

Prof. Hüttig.

Kulturtechnischer Wasserbau. Von E. Krüger, Geh. Regierungsrat, ordentl. Professor der Kulturtechnik an der Landwirtschaftlichen Hochschule Berlin. Teil III, Bd. 7 der Handbibliothek für Bauingenieure, herausgegeben von R. Otzen. 290 S. mit 197 Textabb. Berlin 1921. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 9,50 R.-M.

Das Werk behandelt im Sinne der ganzen Handbibliothek, als Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis, knapp und handlich, aber streng wissenschaftlich gefaßt, für den Meliorationstechniker einfacher Fachbildung, wie für den Bauingenieur mit voller Ausbildung bearbeitet in acht Abschnitten das ganze Gebiet und zwar I. die Bedeutung und Entwicklung der Bodenmeliorationen, II. den Wasserhaushalt auf der Erde, III. die Eigenschaften des fließenden Wassers, IV. die Entwässerung des Bodens, V. die Dränungen, VI. die Regelung der Wasserläufe, VII. die Bodenbewässerung, VIII. die Moorkultur. Es enthält außerdem ein Literatur- und Stichwortverzeichnis.

Das tadellos ausgestattete Werk, in dem ein anerkannter Fachmann auf dem Gebiete des Meliorationswesens seine wertvollen Erfahrungen von nahezu 30 Jahren niedergelegt hat, kann jedem Studierenden und Praktiker zur Anregung und Unterrichtung nur bestens empfohlen werden.

Dr.-Ing. Herbst, Reg.- u. Baurat.

Eingegangene Bücher.

Bestimmung der Rohrweiten von Dampfleitungen, insbesondere von Niederdruck- und Unterdruck-Dampfleitungen. Von Obering. J. Schmitz. 18 Tafeln. München und Berlin 1925. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 4,20 R.-M.

DIN-Normblatt-Verzeichnis. Stand der Normung Frühjahr 1925. 96 S. Berlin 1925. Beuth-Verlag G. m. b. H. Preis 0,50 R.-M.

Der kleine Brockhaus. Handbuch des Wissens in einem Bande. Lieferung 1 (A—Bol) in 10 Lieferungen zu je 1,90 R.-M. (ermäßigter Subskriptionspreis). Leipzig. Verlag von F. A. Brockhaus.

Die Herstellung des Kalksandsteines. Von Ingenieur B. Krieger. 31 S. mit 28 Abb. Berlin 1925. Verlag der Tonindustriezeitung.

Taschenbuch für Feldbahnbetriebe. Zusammengestellt von A. Krotoschin. 71 S. mit 26 Abb. Berlin 1925. Verlag von Willy Geissler. Preis geb. 4 R.-M.

Theorie und Konstantenbestimmung des hydrometrischen Flügels. Von Dr.-Ing. L. A. Ott. Mit 25 Textabb. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 4,50 R.-M.

Wirtschaftliches Arbeiten. Herausgegeben vom Beuth-Verlag G. m. b. H. 54 S. mit einigen Abbildungen. Berlin 1925.

Zur Betriebskontrolle der Kolbenpumpen. Von Prof. Dr.-Ing. A. Staus. 32 S. mit 20 Abb. München und Berlin 1925. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 1 R.-M.

25 Jahre Emschergenossenschaft 1900—1925. Im Auftrage des Vorstandes herausgegeben von Baudirektor Dr.-Ing. ehr. Helbing. 550 S. Essen. Selbstverlag der Emschergenossenschaft.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 26. Juni 1925 Heft 28

Internationales Preisausschreiben für die Erneuerung der Königinbrücke in Rotterdam.

Alle Rechte vorbehalten.

Von ir. **Ch. Driessen**, Utrecht.

Das von der Stadtverwaltung in Rotterdam im Frühjahr 1924 erlassene Preisausschreiben bezweckte, in den Besitz von vorläufigen Entwürfen für eine neue Königinbrücke zu gelangen, die die nötigen Grundlagen liefern sollten für einen endgültigen Entwurf.

Die Maas bei Rotterdam teilt sich in der Stadt in zwei Arme, zwischen denen die Nordinsel liegt. Der nördliche Arm wird von zwei festen Brükken überbrückt: an der Westseite von einer Eisenbahnbrücke, an der Ostseite von der Wilhelmsbrücke für den Straßenverkehr. Über den südlichen Arm, Königshafen genannt, führen in der Verlängerung von beiden Brükken eine Eisenbahnbrücke, deren mittlerer Teil aus einer Drehbrücke besteht (die jetzt ersetzt wird durch eine Hubbrücke von etwa 50 m Stützweite mit eisernen Gittertürmen), und die Königinbrücke, die zwei Drehbrücken älterer Bauart hat. Im Lichtbilde, Abb. 1, sieht man von Süden nach Norden im Vordergrunde links die Königinbrücke; rechts eine feste Öffnung der Eisenbahnbrücke über den Königshafen und einen kleinen Teil der jetzt noch bestehenden Drehbrücke; im Hintergrunde die Wilhelmsbrücke und die andere Eisenbahnbrücke. Aus Abb. 1 ist der lebhafte Straßenverkehr ersichtlich; eine neue Brücke, die dem Verkehr weniger Hindernisse in den Weg legt, ist durchaus erwünscht.

Abb. 1.

Wenn man beachtet, daß dem Programm gemäß verlangt wurden: ein Vorentwurf der ganzen Brückenkonstruktion mit wichtigen Einzelheiten und die zur Beurteilung des Aufbaues nötigen Zeichnungen, die statische Berechnung und die Gewichtsberechnung von Unter- und Überbau, die Berechnung der Bedienungseinrichtungen, eine Zeitberechnung für die Bewegung der Brücke, ein Arbeitsplan mit Zeitberechnung für die Ausführung, ein Kostenanschlag und eine Berechnung der Betriebskosten; wenn man ferner bedenkt, daß die Art des Preisausschreibens das Zusammenarbeiten von verschiedenen Technikern (für Unterbau, Überbau, Bewegungseinrichtungen und die Architektur) erforderte, dann darf man sich nicht wundern, daß verschiedene Entwürfe nicht alles (einige freilich auch viel mehr) gaben, was im Programm gewünscht war, und soll man die von vielen in so kurzer Zeit geleistete Arbeit hoch einschätzen.

Das Preisgericht, das seinen Bericht am 31. März 1925 der Stadtverwaltung übergab, bestand aus den Herren Dr. H. P. Berlage, Architekt im Haag, ir. P. Joosting, Oberingenieur und Vorstand der Brückenabteilung der Niederländischen Eisenbahnen, ir. N. C. Kist und ir. J. Nelemans, Professoren der Technischen Hochschule in Delft, und H. S. de Roode, Stadtbaumeister in Rotterdam, als Vorsitzendem.

Eingesandt wurden 23 Entwürfe, von denen einer den Namen des Einsenders trug; somit sind 22 Entwürfe in Behandlung genommen worden. Bei drei von ihnen war für den beweglichen Teil der Brückenkonstruktion eine einfache oder doppelte Drehbrücke gewählt. Das Preisgericht hat gemeint, diese Lösung grundsätzlich nicht annehmen zu dürfen, da diese Art von beweglichen Brükken Schwierigkeiten ergibt, sowohl für den Schiffahrtverkehr (größere Wahrscheinlichkeit von Zusammenstößen; Brücke und Leitwerke brauchen viel Raum, der besser als Uferplatz angewendet werden kann) als auch für den Landverkehr (die Länge der Brücke ist groß; sie muß für jedes kleine Schiff ganz geöffnet werden; die Brücke braucht viel nützlichen Straßenraum).

Bei einer ersten Sichtung wurden zehn Entwürfe um verschiedener Ursache willen ausgeschieden. Von den 13 übrigen hatten drei die Lösung in einer Hubbrücke und zehn in einer Klappbrücke (neun mit doppelter Klappe und einer mit einer einzigen Klappe von etwa 50 m) gesucht.

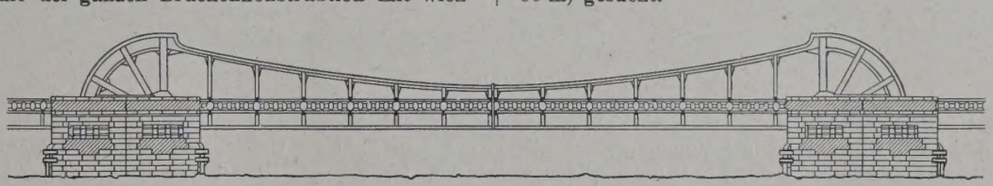


Abb. 2.

Von den Entwürfen mit doppelter Klappe unterstützen bei sechs die Klappen einander in geschlossener Lage wie die Hauptträger einer Bogenbrücke mit drei Gelenken, aber von diesen ist nur eine, bei der der Charakter einer beweglichen Brücke (was das Preisgericht als conditio sine qua non betrachtet) genügend betont wird. — Es gelangten schließlich drei Entwürfe zur engeren Auswahl. Diese Entwürfe hatten als Kennwort: „Brief?“, „Pentagramm in Kreis“ und „Op hoop van zegen“ (Hoffnung auf Segen).

Von dem ersten Entwurf (doppelte Klappbrücke) ist die maschinelle Ausrüstung gut; er hat aber konstruktive Mängel, und die Baukosten sind hoch.

Der zweite (Hubbrücke mit schweren Türmen aus Eisenbeton) gibt an und für sich architektonisch die harmonischste Lösung. Der

Entwurf müßte aber, falls er zur Ausführung kommen würde, äußerlich mehr in Einklang mit der Umgebung gebracht werden, und auch eine Änderung in der Anordnung der Bewegungseinrichtungen wird für nötig gehalten.

Der dritte Entwurf (doppelte Klappbrücke) ist bevorzugt worden; das Preisgericht sagt zur Begründung seiner Entscheidung: „Zwar besitzt dieser Entwurf keine Eigenschaften, die ihn architektonisch hoch bewerten lassen; auch sind sowohl hinsichtlich des Unterbaues als auch des Überbaues gewisse Anstände zu erheben, doch ist dieser Entwurf gut durchgearbeitet und entspricht, auch was die Ausführungsmöglichkeit betrifft, am besten den in dem Programm gestellten Bedingungen."

Der mit 10 000 holl. Gulden preisgekrönte Entwurf (Abb. 2) stammt von der A.-G. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, gemeinsam mit der Baufirma Grün & Bilfinger in Mannheim und dem Architekten ir. Albert H. van Rood im Haag.

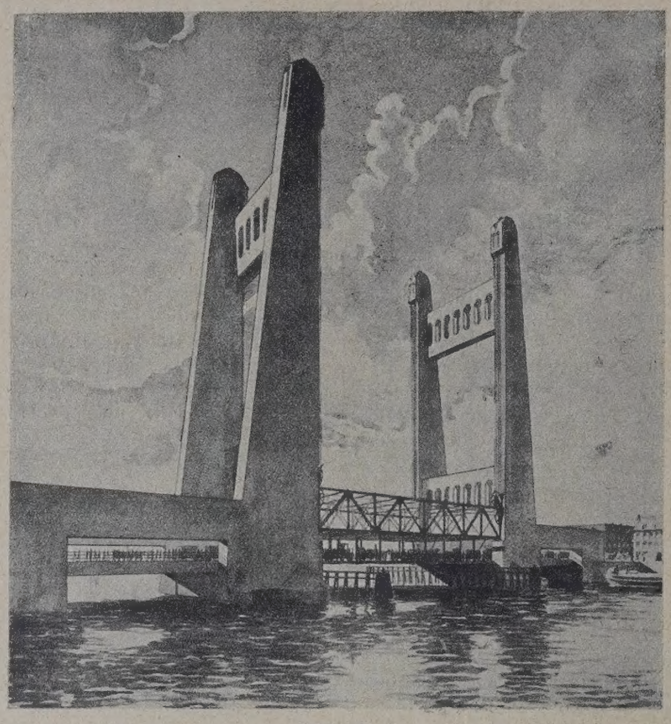


Abb. 3.

Von den übrigen Entwürfen empfiehlt das Preisgericht den Ankauf 1. des Entwurfs mit dem Kennwort „Pentagramm in Kreis" (Abb. 3, Einsender ir. J. Emmen, Zivilingenieur in Rotterdam) für 5000 holl. Gulden. Von diesem Entwurf sagt das Preisgericht, daß die Ausführungsmöglichkeit keinesfalls ausgeschlossen sei und daß diese Lösung wahrscheinlich preisgekrönt worden wäre, wenn nicht die Frage hätte erhoben werden müssen, ob dieses Bauwerk an dieser Stelle architektonisch zulässig wäre; und 2. der Entwürfe mit dem Kennwort „Brief?" (Einsender die Nederlandsche Fabriek van Werktuigen en Spoorwegmaterieel „Werkspoor" in Amsterdam in Zusammenarbeit mit dem Architekten W. M. Dudok in Hilversum und der Haarlemschen Machinefabriek voorheen Gebr. Figee in Haarlem) sowie mit dem Kennwort „Juliana" (Einsender Gutehoffnungshütte in Oberhausen in Zusammenarbeit mit J. C. Goudriaan's Industrie en Export Maatschappij in Delft, Maschinenfabrik Schiess in Düsseldorf, A. G. H. Butzer, Beton- und Wasserbau im Haag und Dortmund, und dem Architekten W. G. Witteveen in Rotterdam) — diese beiden Entwürfe wegen der guten Bewegungseinrichtungen jeden für 1000 holl. Gulden.

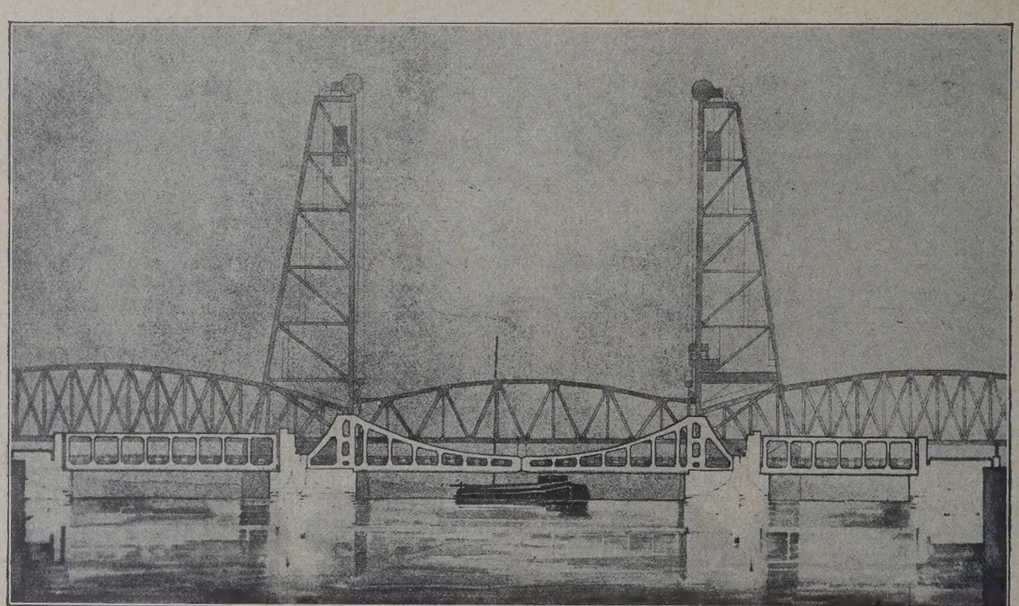


Abb. 4.

Bei verschiedenen Entwürfen, unter denen der preisgekrönte, ist auf die Benutzung von hochwertigem Baustahl gerechnet. Die Ersparnis, die sich hieraus ergibt, schätzt der Einsender mit Kennwort „Op hoop van zegen" auf nur 57 000 holl. Gulden (das sind etwa 3 % der gesamten Baukosten), was das Preisgericht veranlaßt hat, von der Benutzung eines solchen Sonderstahles, die in diesem Falle nur einen Versuch darstellen könnte, abzuraten.

Es scheint, daß die Stadtverwaltung von Rotterdam bei der Ausarbeitung des endgültigen Entwurfs mit den Unterlagen, die das Preisausschreiben geschaffen hat, eine schwere Entscheidung haben wird. Wohl hat das Preisgericht einen bestimmten Entwurf preisgekrönt; die Art und Weise aber, wie diese Auszeichnung begründet wird, und ferner die Worte, mit denen der Entwurf mit dem Kennworte „Pentagramm in Kreis" empfohlen wird, lassen vermuten, daß beide Entwürfe nur wenig verschieden voneinander bewertet worden sind.

Jedenfalls darf als feststehend angenommen werden, daß der preisgekrönte Entwurf den Ansprüchen auf Schönheit nicht genügt. Würde, wenn einem der nicht vollständig bearbeiteten Entwürfe (gemeint ist der Entwurf mit dem Kennwort „Hors concours", Abbild. 4) mehr Aufmerksamkeit geschenkt worden wäre, nicht eine mehr befriedigende Lösung gefunden werden, indem die konstruktiven Vorzüge des preisgekrönten Entwurfs mit den architektonischen des zuvor genannten Entwurfs vereinigt würden? Dieser Entwurf zeigt jedenfalls eine Brückenkonstruktion mit sehr ruhigen Umrißlinien (Brückenträger eine Art Vierendeelträger); die Beweglichkeit der Mittenöffnung tritt dort klar zutage, und die Pfeiler haben eine glückliche Form.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Steinbruchbetrieb beim Bau von Talsperren.

Von Dr.-Ing. **O. Walch.**

Beim Bau von großen Talsperren besteht das allgemeine Bestreben, durch hohe Arbeitsleistungen die Bauzeit zu verkürzen und die Baukosten auf ein Mindestmaß zurückzuführen. Dieses Ziel kann erreicht werden durch richtige Wahl der Bauweisen und durch entsprechende Einrichtung der Baustelle mit Gerät, das die Erzielung derartig großer Leistungen gewährleistet.

Unter den Ausführungsarten, die eine schnelle Durchführung des Baues von Talsperren gestatten, steht die Gußbeton-Bauweise an erster Stelle; sie wird besonders gefördert, wenn zur Verminderung der Kosten an Bindemitteln und zur Hebung der Festigkeit gegen Scherbeanspruchungen große Steine von 0,5 bis 2 m^3 Größe eingelegt werden.

LIBRARY UNIVERSITY OF ILLINOIS URBANA

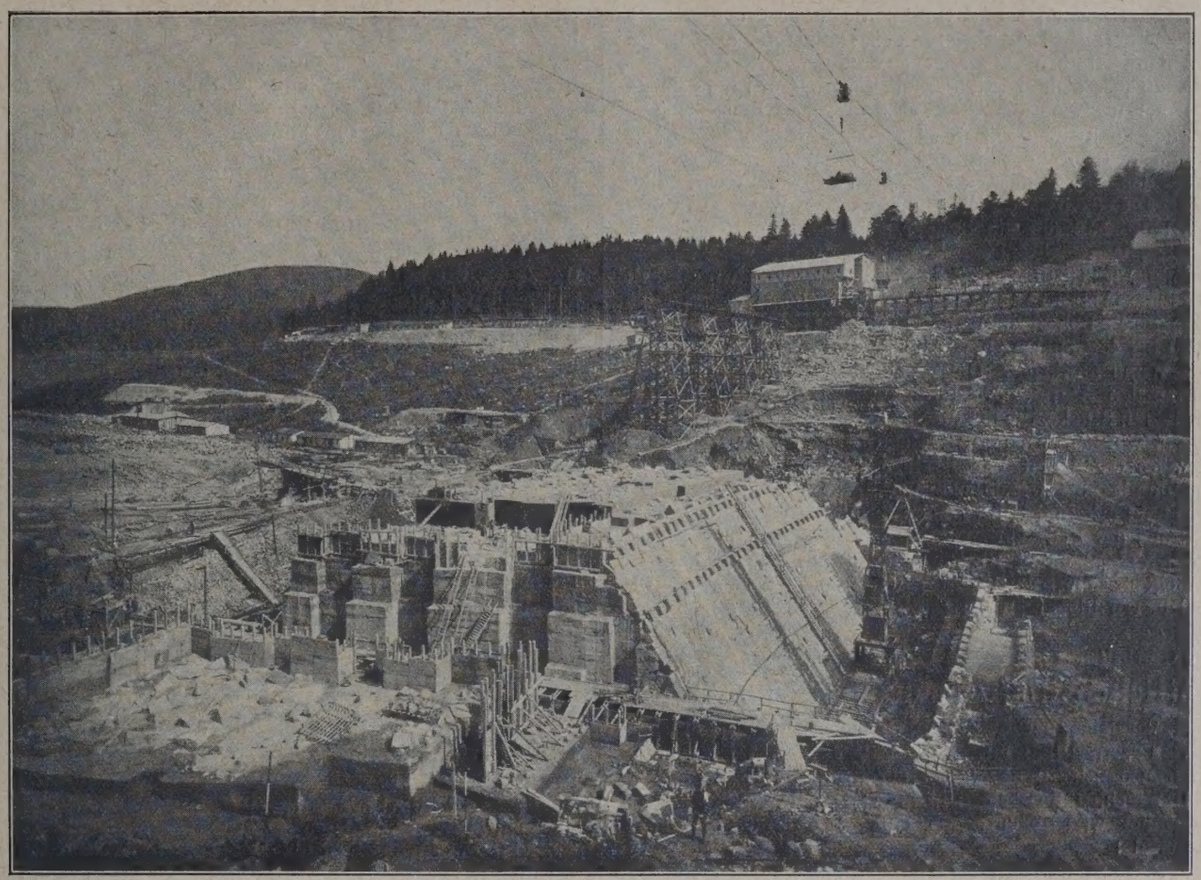


Abb. 1.

Grundlegend für die Anwendungsmöglichkeit der Gußbeton-Bauweise ist, sofern nicht entsprechend große Kiesgruben zur Verfügung stehen, das Vorhandensein eines ergiebigen Steinbruches; dieser kann bei Gußbeton-Bauweise besser als bei der Ausführung der Sperrmauer in Bruchsteinmauerwerk ausgenutzt werden, da hier der Abfall an kleinen Steinen zu Schotter und Sand Verwendung findet.

Die Gewinnung der für den Gußbeton erforderlichen Baustoffe bedingt naturgemäß einen entsprechenden Aufwand an Sprengmitteln. Hier hat nun die Verwendung der flüssigen Luft „Sprengluft“ an Stelle handfertiger Sprengstoffe einen großen technischen Fortschritt und wirtschaftliche Vorteile gebracht, wie weiter unten ausgeführt werden soll.

Die Siemens-Bauunion hat dieses Verfahren in großem Umfange im Steinbruch beim Bau der Schwarzenbach-Talsperre für den II. Ausbau des Murgwerkes angewendet [1]).

Die Schwarzenbach-Talsperre hat 290 000 m³ Mauerinhalt bei 380 m Kronenlänge und 67 m größter Mauerhöhe. Der Steinbruch lag etwa 1400 m von der Sperrstelle entfernt und war durch eine Bahn von 90 cm Spurweite mit der Sperre verbunden. Im Steinbruch fanden zahlreiche Großgeräte zur Gewinnung und zum Verladen der Steine Verwendung, und zwar ein 4-m³-Löffelbagger, zwei 2-m³-Löffelbagger, außerdem Dampfdrehkrane und Greifbagger.

[1]) V.D.I., Bd. 68, Nr. 46, S. 1195; Nr. 28, S. 737; „Der Bauingenieur“ 1924, Heft 12. Vergl. ferner „Die Bautechnik“ 1925, Heft 11, S. 123.

Abb. 2.

Das Sprengen des Gesteins geschah fast ausschließlich nach dem Sprengluftverfahren mit flüssiger Luft, die in zwei Sprengluftanlagen von 25 kg Leistung hergestellt wurde. Der Steinbruch besteht aus zwei getrennten Anlagen in verschiedener Höhe, deren obere, die weitaus größere, in mehreren Stufen abgebaut wurde. Abb. 1 zeigt die Mauer während des Baues.

Es sei hier noch erwähnt, daß die Sprengluft außer im Steinbruch auch beim Aushub für die Sperrmauer sowie zum Ausbau der schon erwähnten Verbindungsbahn vom Steinbruch zur Sperre, der zu einem großen Teil aus nicht tragfähigem Fels bestand, Verwendung gefunden hat. In allen Fällen machten sich die Vorzüge der Sprengluft vorteilhaft bemerkbar. Insbesondere fiel ins Gewicht, daß keine großen Sprengstoffmagazine notwendig waren.

Bei großen Anlagen, wie im vorliegenden Falle, wo es sich um die Bewältigung von vielen Tausenden m³ Gesteins handelt, dürfte daher stets zu prüfen sein, ob sich nicht durch die Verwendung von „Sprengluft“ Ersparnisse erzielen lassen, sofern eine Stromquelle, die nicht allzu teuer ist, zur Verfügung steht. Wird die Stromquelle, was bei einem mit Wasser betriebenen Kraftwerk öfters der Fall sein dürfte, in der Nacht nicht ausgenutzt, so kann die Sprengluftherzeugung in die Nachtschicht verlegt und auf diese Weise ein Energie-Akkumulator eingeschaltet werden, der den Nachtstrom während des Tages als Sprengstoff wirtschaftlich ausnutzen läßt.

Die Sprengluft wurde beim zweiten Ausbau des Murgwerkes, beim

Aushub für die Sperrmauer, bei der Gewinnung der großen Blöcke 0,5 bis 2 m³ und zur Zerkleinerung des für den Gußbeton notwendigen Schotter- und Sandmaterials verwendet.

Beim Aushub des nicht tragfähigen Felsens (Granit) handelte es sich in der Regel um Bohrlöcher bis zu 3 m Tiefe. Erst nachdem man glaubte, auf kompakten Felsen zu stoßen, brachte man kurze Löcher ein, um das darunter liegende Gestein nicht zu zerreißen. Die Gründung der Sperrmauer geschah auf einwandfreien, klingenden Felsen. Die Schüsse wurden in bekannter Weise in großen Serien, 60 bis 120 Schuß mit Zündschnur (Sprengluftzündschnur) gezündet.

Die Gewinnung großer Blöcke aus den beiden Steinbrüchen geschah durch gleichzeitiges Abtun (elektrische Momentzündung) von vier bis sechs etwa 4 m tiefen Bohrlöchern, die je mit sechs bis zehn Sprengluftpatronen 40 bis 46 mm Durchm. geladen, bei einer Vorgabe von 3 m die ganze Wand abwarfen. Die anfallenden größten Blöcke bis 2 m³ wurden für den Abtransport durch den Bagger unberührt gelassen; die kleineren Stücke, die für die Schotter- und Sandgewinnung bestimmt waren, wurden durch Auflegeschüsse zerschottert. Gerade diese Arbeitsweise ergab den Vorteil einer sehr beschleunigten Gewinnung und damit eine wesentliche Verkürzung der Bauzeit. Es wurde nämlich bald erkannt, daß es beim Sprengluftverfahren infolge der hohen Brisanz der Patronen unnötig war, die einzelnen Blöcke vor dem Sprengen anzubohren. Hierdurch wurde die Bohrzeit gespart, und es war möglich, sofort nach dem Abwerfen der Gesteinswand die anfallenden kleineren Blöcke zu zerschottern, so daß die Bagger fast ohne Aufenthalt arbeiten konnten und nicht durch Steinblöcke gehindert waren. Es wurden auf diese Weise täglich bis zu 700 m³ Gesteins lediglich durch Sprengschüsse zerschottert und bis zu 200 m³ Einlagstein 1,5 bis 2 m³ groß durch Bagger abgefördert; der Sauerstoffverbrauch belief sich hierbei für Plattschüsse auf 1,5 kg, für Bohrschüsse auf 0,3 kg für 1 m³ Förderstein. Gegenüber festen Sprengstoffen konnte eine Ersparnis von 50% erzielt werden. Die Sprengluftpatronen wurden hierbei in einer gemeinsamen Tränkstation mit flüssigem Sauerstoff getränkt, aus der Flüssigkeit gehoben und nach dem Tränken in doppelte Hülsen gesteckt (Abb. 2). Diese haben den Zweck, die abdampfenden kalten Gase auf doppeltem Wege um die Oberfläche der Sprengluftpatronen zu führen, wodurch deren Lebensdauer um das dreifache verlängert wird. Die mit zwei Hülsen versehenen Patronen lassen sich gut handhaben und werden in besonderen „Patronentraggefäßen" den Arbeitern ausgehändigt. Der Transport geschieht daher nicht, wie früher üblich, in mit flüssigem Sauerstoff gefüllten Behältern, sondern in Behältern, die keine Flüssigkeit, sondern nur die getränkten, also sprengfertigen Patronen enthalten. Dieses Verfahren, das auf dieser Baustelle besonders organisiert und mustergültig durchgebildet wurde, hat nicht unwesentlich zu der hohen Wirtschaftlichkeit und technischen Vervollkommnung des Verfahrens beigetragen.

Der Wert des Verfahrens für die beschriebene Baustelle kommt am besten dadurch zum Ausdruck, daß nach Jahresfrist eine zweite Sprengluftanlage auf der Baustelle aufgestellt wurde, und somit dem Steinbruch monatlich 27 000 kg Sprengluft zur Verfügung standen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die amtlichen italienischen Bestimmungen für Entwurf und Ausführung von Talsperren.

Bei einem Vergleich der amtlichen italienischen Talsperren-Bestimmungen vom 2. April 1921 mit den erst 2½ Jahre später zustande gekommenen französischen[1]) überrascht der grundsätzliche und ausgesprochene Unterschied der beiden in bezug auf die Bewertung des bisher vorliegenden wissenschaftlichen Forschungs- und praktischen Erfahrungsmaterials:

Der in Frankreich mit den erforderlichen Erhebungen und Beratungen betraute Generalrat der Abteilung für Brücken- und Straßenbau des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten

„hält[2]) die gegenwärtigen Erfahrungen nicht für genügend, um sich vorerst mit einem anderen System als dem der in Beton oder Mauerwerk ausgeführten Schwergewichtmauer zu beschäftigen, und zwar vermag er auch hierbei seine endgültige Ansicht über Schwergewichtmauern in Bogenform erst in einiger Zeit festzulegen. Ohne deren Vorzüge zu verkennen, erscheint ihm der entsprechende Fragenkomplex noch nicht restlos geklärt . . ."

Demgegenüber beginnt gleich der erste — Form und statische Berechnung von Schwergewichtmauern behandelnde — Abschnitt der italienischen Vorschriften wie folgt:

„Die Sperrmauer kann im Grundriß Bogenform aufweisen, und zwar immer, wo dies möglich und angängig ist,"

und der zweite Abschnitt ist diesen Gewölbestaumauern besonders gewidmet. Ebenso werden in besonderen Abschnitten behandelt die aufgelösten Talsperren mit Absperrwänden in Gewölbe- oder Plattenform, die Talsperren in Erdschüttung und Trockenmauerwerk, denen gegenüber man sich in Frankreich zurzeit noch durchaus ablehnend oder mindestens abwartend verhält.

Dank seiner geographischen Verhältnisse und der Notwendigkeit, der Armut des Landes an Kohle durch planmäßigen und großzügigen Ausbau seiner Wasserkräfte zu begegnen, verfügt Italien — wenn die Mehrzahl seiner Staumauerbauten sich in Maßen und Abmessungen auch vielleicht nicht mit amerikanischen Bauten messen kann — heute zweifellos über die größten europäischen Erfahrungen im Bau von Talsperren jeder Art[3]); die in den vorliegenden Bestimmungen ausgesprochenen Grundsätze und Ausführungvorschriften sind in den vier Jahren ihres Bekanntseins denn auch Allgemeingut aller Fachleute geworden, so daß ein ausführliches Eingehen auf ihre Einzelheiten an dieser Stelle sich erübrigt.

Nicht minder wie die französischen Bestimmungen betonen auch die italienischen die Wichtigkeit einer sorgfältigen Vermeidung des Auftriebes; die sich hierauf beziehenden Sätze sind auch in den Bericht der vorerwähnten französischen Sachverständigenkommission aufgenommen worden und in der „Bautechnik" 1924, Heft 36, S. 390 unten u. f. (vergl. Fußnote 1) ausführlich wiedergegeben.

Nach den Vorschriften für Sperren in aufgelöster Bauweise sollen diese in der Regel geradlinig angeordnet werden; in Ausnahmefällen darf auch eine bogenförmige Grundrißanordnung gewählt werden, jedoch nur mit großem Krümmungshalbmesser. Grundbedingung für die Wahl der genannten Bauweise ist die vollkommene und gleichförmige Festigkeit und dichte Geschlossenheit des Felsuntergrundes der Pfeiler; für die wasserseitige Wand zwischen den Pfeilern empfiehlt sich eine Neigung von 50 bis 55 ° gegen die Wagerechte.

In der Regel und stets bei Höhen von über 20 m sind die Pfeiler gegenseitig zu versteifen. Ist die Sperrmauer eben und dann also aus Eisenbeton, wird sie nach den dafür geltenden Vorschriften berechnet; ist sie zwischen den Pfeilern gewölbt, dann ist sie — bewehrt oder nicht — in einzelnen Lamellenringen senkrecht zur Wandneigung, und zwar nach der Theorie des eingespannten elastischen Bogens, zu berechnen unter Berücksichtigung des Eigengewichts und unter Zugrundelegung einer Temperaturänderung von 10 ° für die Gesamtkonstruktion und von 5 ° zwischen der Wasser- und der Talseite der Wand. Der notwendige Zusammenhang und eine bessere Druckübertragung zwischen Gewölbewiderlagern und Pfeiler ist durch eine entsprechende Bewehrung zu sichern.

Bei Überfallsperren soll der Querschnitt außer den sonstigen Erfordernissen auch der Bedingung genügen, daß entweder das überströmende Wasser ganz von der Sperre abgelöst wird und nicht zwischen den Pfeilern abstürzt, oder daß eine Wand vorgesehen wird, die sich auf der Talseite gegen die Pfeiler stützt. Ein entsprechender Luftzutritt zu den Kammern zwischen den Pfeilern muß stets gesichert, jede Möglichkeit von Zerstörungen an der Pfeilergründung unbedingt ausgeschlossen sein.

Bei der Bauausführung wird es als besonders ratsam bezeichnet, daß der Anschluß von Gewölbereihensperren an die seitlichen Berghänge mit besonderer Sorgfalt durchgeführt wird, indem man für die Widerlager dort besonders dichtes Mauerwerk wählt, für ihr gutes Einbinden in den Felsen Sorge trägt und vor allem die Widerlager der äußersten Gewölbe sichert.

Der den Gewölbesperren gewidmete Abschnitt der italienischen Vorschriften läßt ohne weiteres erkennen, daß man sich dort schon vor der Katastrophe von Gleno über die Voraussetzungen für die sachgemäße Ausführung solcher Bauwerke völlig im klaren war und daß die Gutachter der italienischen Regierung durchaus berechtigt waren zu ihrer Ansicht, wonach der Einsturz der genannten Staumauer nichts gegen die Theorie und die Eignung der aufgelösten Bauweise ergibt und ohne Rest einer unverständlich fahrlässigen Ausführung zur Last fällt.

Recht eingehend sind schließlich die Talsperren in Erdschüttung und in Trockenmauerwerk behandelt, doch bringen an sich die betreffenden Vorschriften dem Talsperrenerbauer kaum viel Neues; für die ersteren wird eine Zwischenzeit von sechs Monaten zwischen Beendigung der Staumauer und Füllung des Beckens gefordert, bei den letzteren sind besonders die Bestimmungen für einen geordneten Verband der Schichten und einzelnen Blöcke dieses Mauertyps bemerkenswert, der (vergl. den in Fußnote 3 genannten Aufsatz in Heft 3 und 8 der „Bautechnik") in Italien besondere Vollkommenheit erreicht hat.

F. Falschlunger-München u. A. Kittel-Berlin.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 35 u. 36.
[2]) In seinem Bericht vom 21. Juni 1923. D. Verf.
[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 29 und 1925, Heft 3 und 8.

Belastungsversuche mit Gitterträgern, ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Friedrich Fölsing**, Frankfurt (Oder).

(Fortsetzung aus Heft 25.)

Bei Durchführung von Belastungsfall 5 begannen bei einem Gesamtpressendruck von rd. 400 t die Druckdiagonalen in den Feldern III und VIII des einen Hauptträgers am Auflager merklich nach der Seite auszuweichen und mit dem Fortschreiten der Belastung schließlich S-förmige Gestalt anzunehmen (Abb. 11 u. 12). Der Bruch eines Hauptträgers fand ungefähr in der Mitte statt durch Überbeanspruchung des Untergurtes bei einem Pressendruck von rd. 490 t (Abb. 13). An dem anderen Hauptträger konnten an gleicher Stelle den Bruch einleitende Formänderungen festgestellt werden. Ein Abplatzen von Nieten an Konstruktionsgliedern trat nicht ein, was auf ein vorzügliches Nietmaterial schließen ließ.

Zu den vorgenommenen Messungen ist allgemein zu bemerken, daß trotz aller Vorkehrungen, zu genauen Werten zu gelangen, ihnen natürlich keine Laboratoriumgenauigkeit zugemutet werden darf. Den Messungen müssen selbstverständlich die Ungenauigkeiten und Unregelmäßigkeiten, besonders bei kleineren Formänderungen, anhaften, die auf die Unvollkommenheiten unserer üblichen, einer Benutzung im Freien angepaßten Brückenmeßgeräte zurückzuführen sind. Ungünstig wirkte ferner der Umstand, daß die Meßlängen bei den Diagonalen sehr kurz genommen werden mußten. Außerdem können etwa vorhandene Verbiegungen der Stäbe die Messungen so beeinflußt haben, daß sie keinen Maßstab für die mittlere Stabspannung abgeben. Ferner muß noch darauf hingewiesen werden, daß die Meßapparate nur die Dehnungen einer Faser des Stabes (etwa in der Mitte) erfassen konnten. Trotz der Fehler, die aus den angeführten Gründen den Messungen anhaften können, werden, da es sich um die Ermittlung der tatsächlichen und rechnerisch nicht leicht erfaßbaren Spannungen durch den Versuch handeln soll, die Meßergebnisse ohne jede Änderung gebracht. Auf diese Weise wird vermieden, daß Messungen, die vielleicht auf ein nicht ohne weiteres klar ersichtliches Kräftespiel zurückgeführt werden können, fälschlich als Fehlmessungen bewertet werden.

Die ausgeführten Messungen an den Stäben ergaben die in Tabelle 2 in % mal 10^{-4} eingetragenen Dehnungen. Sofern mehrere gleiche Belastungsfälle vorlagen, wurden in der Tabelle die mittleren und, sofern nach dem Aufbringen der Last eine unmittelbare Entlastung vorgenommen wurde, auch die federnden Dehnungen angegeben. Beide Werte weichen besonders bei den Diagonalen und bei größerer Belastung erheblich voneinander ab. Den federnden Dehnungen dürfte in den Fällen, in denen die Streckgrenze überschritten wird, eine größere Genauigkeit zukommen.

Auffällig ist, daß infolge der negativen Dehnungsrückstände bei fast allen Diagonalzugstäben die federnden Dehnungen größer als die auf die Ausgangsstellen bezogenen sind. Diese Ausschläge der Apparate über die Nullstellung hinaus nach der negativen Seite (Belastung Nr. 3, 6 u. 10) bei der Entlastung des Überbaues lassen sich nicht als etwaige Überschwingung infolge zu schneller Entlastung deuten, da der Untergurt und die Druckdiagonalen gerade entgegengesetztes Verhalten zeigen. Eine Erklärung dürfte vielleicht darin zu suchen sein, daß die Zugkräfte sich nicht gleichmäßig, sondern etwa, wie in der Abb. 14 übertrieben gezeichnet, über den Querschnitt verteilen. Die in der Mitte des Stabes angebrachten Apparate würden dementsprechend etwas zu geringe Werte angegeben haben. Nach der Entlastung werden bei bleibender Formänderung die Querschnittsteile die gestrichelte Lage einnehmen, so daß in der Stabmitte (= Meßlinie) ein negativer Dehnungsrückstand verbleibt. Bei den Druckstäben müßte nach ähnlicher Überlegung die umgekehrte Erscheinung auftreten, daß die mittleren Stabfasern größere Formänderungen als die äußeren zeigen und bei Entlastung eine Formänderung im gleichen Sinne zurückbleibt. Außerdem muß noch auf einen anderen Umstand

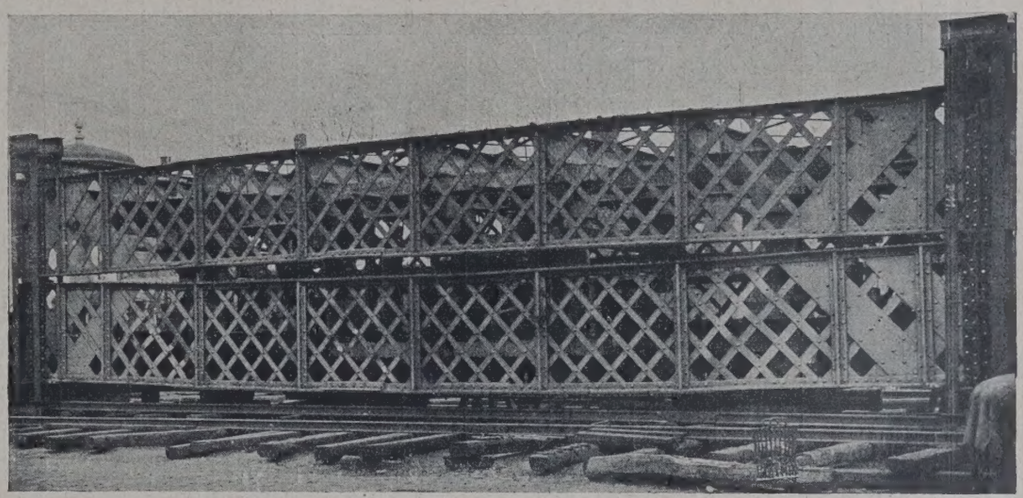


Abb. 11. Versuch II. Überbau kurz vor dem Bruch (Ausbiegung der Diagonalen in den Endfeldern).

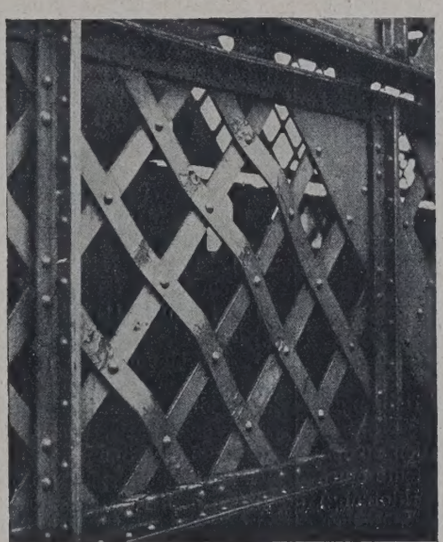


Abb. 12. Versuch II.
Verbiegung der Diagonalen im Felde VIII.

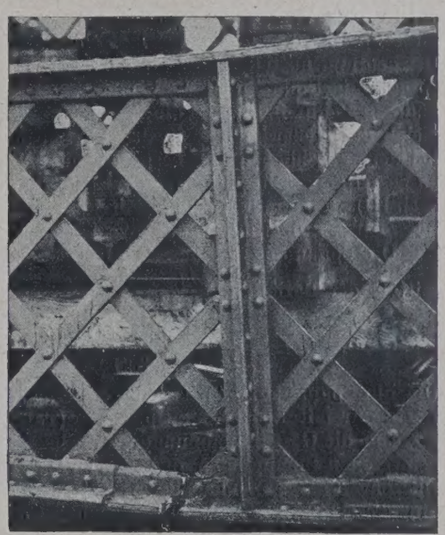


Abb. 13. Versuch II.

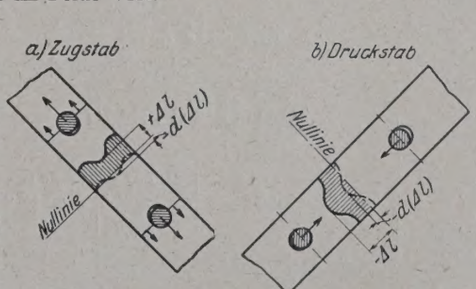


Abb. 14.

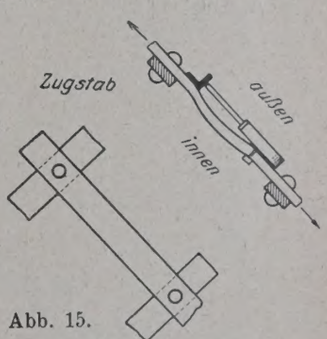


Abb. 15.

hingewiesen werden. Da die Zugdiagonalen sowohl an die Gurtungen als auch an die Druckstäbe exzentrisch angeschlossen waren, können wegen der dort auftretenden Momente die Zugstäbe nach der Innenseite des Überbaues nachgegeben haben. Diejenigen Apparate, die aus praktischen Gründen an der Außenseite angebracht worden waren, zeigten daher die kleinere, an der Außenseite gelegene Dehnung aus

Tabelle 2. Versuch II.

Belastungs-Nr.	Belastung mit	Gesamtpressendruck	Dehnungen der Stäbe in % mal 10^4: Diagonalstäbe Feld III 1	2	3	4	Diagonalstäbe Feld V 5	6	7	8	Untergurtstab Feld VI 13	14	Bemerkungen
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
2	P_{10}	111	78	68	34	— 84	39	35	13	— 48	231	253	
3	0	0	0	21	— 4	— 22	17	— 9	4	— 9	35	4	
4	P_{10}	111	73	85	38	— 84	34	31	13	— 44	248	259	
	Mittel		76	77	36	— 84	37	33	13	— 46	240	256	
	federnd		76	56	40	— 62	20	42	9	— 37	205	252	
5	φP_{10}	178	125	140	81	— 110	60	61	13	— 93	401	430	
6	0	0	— 30	4	— 9	— 26	9	— 9	0	— 9	76	18	
7	φP_{10}	178	129	136	64	— 110	60	66	13	— 88	430	448	
	Mittel		127	138	73	— 110	60	64	13	— 91	416	439	
	federnd		157	134	82	— 84	51	73	13	— 82	340	421	
8	N	183	134	144	64	— 115	56	61	13	— 84	459	475	
9	φN	295	194	140	103	— 97	56	105	— 4	— 128	[984] 1115	[917] 988	Dehnung schreitet fort Ablesung kurz vor Entlastung
10	0	0	— 125	— 153	— 51	— 9	— 13	18	— 31	0	586	243	
	federnd		319	293	154	— 88	69	87	27	— 128	529	745	
10	0	0	— 125	— 153	— 51	— 9	— 13	18	— 31	0	586	243	
11	gleichmäßig verteilte Last	209	39	0	21	— 88	39	88	— 18	— 84	952	739	
12		280	112	17	60	— 79	56	114	— 9	— 128	1108	917	
13		350	177	89	98	— 22	73	162	13	— 172	1700	1300	
14		419	198	—	—	26	108	211	0	— 106	4300	—	
(14)						— 485	nach einiger Zeit						

Biegung und Achsenkraft an (Abb. 15). Nach der Entlastung wurde, sofern eine Verbiegung eintrat, eine geringere Länge als zuvor gemessen. Für die Druckstäbe läßt sich nicht ohne weiteres die gleiche Betrachtung anstellen, da für diese Stäbe die Ausknickung eine entsprechende Rolle spielt und eine Ausbiegung nach der einen oder anderen Seite in Frage kommen kann. Tatsächlich scheint ein Vergleich der Meßergebnisse in den Spalten 5 u. 8 (bezw. 1 u. 4, 5 u. 8 bei dem anschließend zu besprechenden Versuch III) diese Erklärung zu bestätigen. Die Dehnungen der Stäbe 8 (Versuch II) und 4 u. 8 (Versuch III) sind nämlich ohne statisch ersichtlichen Grund — absolut genommen — größer als die der spiegelbildlich dazu gelegenen Stäbe 1 u. 5.

Die Spannungen, die zu den Dehnungen gehören, ergeben sich mittels der Beziehung $\frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma}{E}$ zu

$$\sigma = \frac{\Delta l \cdot 1\,960\,800 \cdot 10^{-4}}{100} \approx 1{,}96\, \Delta l.$$

Um die Spannungen (in kg/cm²) zu erhalten, sind also die Dehnungswerte nur mit 1,96 zu multiplizieren (Tabelle 3).

Um die Gesamtspannungen zu erhalten, müßten natürlich zu den gemessenen Spannungen noch diejenigen infolge Eigengewichts eines Überbaues (einschließlich Preßtopf [ohne Stempel] und Unterklotzung) hinzugerechnet werden. Das gesamte Eigengewicht würde dabei zu rund $(24 + 5 + 6) = 35$ t anzunehmen sein. Im allgemeinen wird bei den nachfolgenden Spannungsvergleichen von einer Berücksichtigung des Eigengewichtes abgesehen.

Die sämtlichen beobachteten Diagonalstäbe im Felde III zeigen relativ zu den aufgebrachten Lasten sehr geringe Spannkräfte. Es liegt die Vermutung nahe, daß die Messungen an den Wandstäben infolge bereits vorhandener Verbiegungen kein richtiges Bild von den Achsenspannungen gaben. Hinzu kommt noch, daß infolge der Verbindung der Gitterstäbe Zwangs- und Biegungsspannungen auftreten mußten, die unter Umständen beträchtlich gewesen sein und eine Verminderung der Achsenspannungen bewirkt haben können. Zudem mag die breite Diagonale 145 · 14, die die linke obere Ecke des Feldes ausfüllt und an die die Zugdiagonalen (1 — 2) und 3 angeschlossen sind, einen nicht unbeträchtlichen Einfluß auf die Spannungen ausgeübt haben. Mit Rücksicht darauf, daß die gemessenen Beanspruchungen aus diesem oder jenem Grunde von den rechnungsmäßigen (Tabelle 10 u. 11) erheblich abweichen, sei im folgenden nur ein Vergleich zwischen den Stabspannungen unter sich gezogen.

Die einem durchgehenden Stabe angehörigen Spannungen 1 u. 2 weisen wenigstens bis Belastungsfall Nr. 8 (N) zwar nicht gleiche, aber nicht wesentlich voneinander abweichende Werte auf. Ein der Belastung bezw. der Querkraft entsprechendes proportionales Anwachsen der Spannungen trifft bei Stab 1 gut, bei 2 innerhalb gewisser Grenzen zu. Im Stabe 3 treten wesentlich geringere Kräfte als in den Nachbarstäben auf. Dieser Umstand kann nicht allein auf den etwas größeren Stabquerschnitt zurückgeführt werden, sondern dürfte darin seine Ursache haben, daß die Diagonale den Pfosten schneidet und dadurch an der Übertragung der Querträgerlast teilnimmt. Da letztere im Stab 3 Nebendruckspannungen erzeugt, muß

Tabelle 3. Versuch II.
Ermittlung der Stabspannungen.

Belastung mit	Gesamtpressendruck	Diagonalstäbe Feld III: Fl.-E. 91 · 14, $F_n = 9{,}5$ 1	2	105 · 14, $F_n = 11{,}5$ 3	91 · 14, $F = 12{,}8$ 4	Diagonalstäbe Feld V: Fl.-E. 80 · 14, $F_n = 8{,}0$ 5	6	7	80 · 14, $F = 11{,}2$ 8	Untergurtstab Feld VI: ⊥⊥ 2 ⌊ 102 · 102 · 15, 2 Fl.-E. 236 · 11, $F_n = 91{,}7$ 13	14
P_{10}	111 t	149	151	71	— 165	73	65	26	— 90	471	500
φP_{10}	178 t	249	270	143	— 216	118	126	26	— 178	817	860
N	183 t	263	283	126	— 226	110	120	26	— 165	900	930
φN	295 t	381 (625)	275 (575)	202 (302)	— 190 (— 173)	110 (135)	206 (171)	— 8 (53)	— 251 (— 251)	(1038)	(1460)
gleichmäßig verteilte Last	209 t	322	300	142	— 155	102	138	26	— 165	719	973
	280 t	465	334	218	— 137	135	188	43	— 251	1025	1320
	350 t	593	475	293	— 26	168	283	86	— 337	(2180)	(2075)
	419 t	633	—	—	+ 69	237	380	61	— 207	—	—

notwendigerweise die vom Hauptsystem herrührende Zugspannung eine Verminderung erfahren.

Sofern nach der oben erwähnten Vermutung schon vorher Verbiegungen der Wandglieder im Felde III vorlagen, mußten sich diese vor allem bei den Druckstäben bemerkbar machen. Der Stab 4 zeigte auch von einer zwischen N und $\varphi \cdot N$ gelegenen Belastung ab keinen Zuwachs an Druckspannungen, sondern eine Abnahme, was trotz der geringen gemessenen Spannung auf ein bereits eintretendes Ausknicken des Stabes wohl infolge exzentrischen Kraftangriffs schließen ließ. Bei Durchführung des Belastungsfalles 5, gleichmäßig verteilte Last, schritt die Formänderung weiter fort und wurde bei ungefähr 350 t Gesamtlast auch dem Auge sichtbar. Während an dem anderen Hauptträger, an dem schließlich der Bruch im Untergurt eintrat, keine erkennbaren Ausbauchungen stattfanden, traten gerade im Meßfelde III die Zerstörungserscheinungen zuerst und am stärksten auf (Abb. 11).

Die Beobachtungen an den Diagonalstäben des Feldes V decken sich im allgemeinen mit denen des Feldes III. Die Spannungen in den Stäben 5 u. 6 sind bis Belastung Nr. 8 *(N)* angenähert gleich und zeigen erst von da ab größere Abweichungen. Stab 7 (s. Tabelle 3) weist gegenüber den Nachbarstäben besonders niedrige Spannungen auf. Obwohl das für Stab 3 Gesagte auch hier zutrifft, läßt sich — die Richtigkeit der Messung vorausgesetzt — kein besonderer Grund für den großen Unterschied angeben. Die etwas größere Beanspruchung des Stabes 8 gegenüber 5 dürfte in der eingangs angestellten Überlegung begründet sein. Bei einer Belastung zwischen 350 und 420 t verlieren die Spannungen ihre Gesetzmäßigkeit und nehmen ab statt zu.

Von den beiden Messungen am Untergurt, Spalte 13 u. 14 der Tabelle 3, wird der Messung 14 an der Gurtplatte, da sie weniger von der Durchbiegung des Hauptträgers beeinflußt war, die größere Genauigkeit zukommen. Bei einer Belastung $\varphi \cdot N$ wurde, obwohl erst eine Spannung von 1460 kg/cm² gemessen wurde — also bei Berücksichtigung des Eigengewichtes eine Gesamtspannung von $\approx 1460 + 220 = 1680$ kg/cm² vorhanden war —, eine Streckung des Untergurtes festgestellt. Der Grund hierfür mag darin liegen, daß der innerhalb der Meßlänge gelegene Stoßwinkel die Dehnung verringert hat. Außerdem wird die unsymmetrische Stoßanordnung und der Anschluß der Gitterstäbe Nebenspannungen und daher eine ungleichmäßige Verteilung der Spannungen verursacht haben. Die Zunahme der Spannungen, die proportional den Momenten stattfinden müßte, ist unregelmäßig.

Tabelle 4. Versuch II.

Belastungs-Nr.	Belastung mit	Belastung Gesamtpressendruck	Senkungen des Untergurtes in $^1/_{10}$ mm: Am Auflager				Mitte				Am Auflager
			15	16	17	18	19	20	21	22	23
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	P_{10}	111	8	37	77	103	112	101	76	35	7
3	0	0	0	2	6	6	9	9	6	1	2
4	P_{10}	111	8	36	79	103	117	108	76	36	7
	Mittel		8	37	78	103	115	105	76	36	7
	federnd		8	35	72	97	106	96	70	35	5
5	φP_{10}	178	12	63	132	171	189	174	126	61	11
6	0	0	1	6	11	16	19	19	11	7	3
7	φP_{10}	178	12	66	134	176	197	181	133	65	12
	Mittel		12	65	133	174	193	178	130	63	12
	federnd		11	59	122	158	174	159	119	56	9
8	N	183	15	72	144	186	204	189	137	65	12
9	φN	295	30	132	267	351	379	344	250	116	17
10	0	0	11	35	70	91	99	89	61	28	11
	federnd		19	97	197	260	280	255	189	88	6
10	0	0	11	35	70	91	99	89	61	28	11
11	gleichmäßig verteilt	209	26	105	211	280	308	274	201	96	21
12		280	30	129	260	341	379	339	251	121	22
13		350	37	161	327	431	484	439	323	154	25
14		419									

Die gemessenen Durchbiegungen an neun Punkten des Hauptträgers sind aus Tabelle 4 ersichtlich. Mit Hilfe dieser Tabelle wurden die besonders beachtenswerten Verhältnisse der Durchbiegungen zur Stützweite und die bleibenden Durchbiegungen für die Trägermitte errechnet und in der Tabelle 5 zusammengestellt. Von dem Augenblick an, wo der Untergurt zu strecken anfing, mußte selbstverständlich die Durchbiegung stark zunehmen und bei der Entlastung eine wesentlich größere bleibende Durchbiegung auftreten. Die größte Senkung der Trägermitte kurz vor dem Bruch konnte, da die Meßapparate schon abgebaut worden waren, nicht mehr festgestellt werden.

Tabelle 5. Versuch II.

Durchbiegung des Hauptträgers

Belastung mit	Belastung Gesamtl.	Relative Durchbiegung in Trägermitte (ohne Berücksichtigung der Federung) in mm	Verhältnis der Durchbiegung zur Stützweite	Bleibende Durchbiegung	Bleibende Durchbiegung im Verhältnis zur Gesamtdurchbiegung (in %)	Rechnerische Durchbiegung
P_{10}	111 t	$\approx 11{,}5 - 0{,}77 = 10{,}73$ mm	$\frac{1}{1378}\,l$	0,8 mm	≈ 8 %	$\approx 11{,}3$ mm
φP_{10}	178 t	$\approx 19{,}3 - 1{,}2 = 18{,}1$ mm	$\frac{1}{820}\,l$	1,7 mm	≈ 10 %	$\approx 18{,}3$ mm
N	183 t	$\approx 20{,}4 - \frac{1{,}5+1{,}2}{2} = 19{,}05$ mm	$\frac{1}{780}\,l$	—	—	$\approx 18{,}7$ mm
φN	295 t	$\approx 37{,}9 - \frac{3{,}0+1{,}7}{2} = 35{,}55$ mm	$\frac{1}{416}\,l$	8,8 mm	≈ 25 %	≈ 29 mm
gleichmäßig vert. Last	209 t	$30{,}8 - \frac{2{,}6+2{,}1}{2} = 28{,}45$ mm	$\frac{1}{520}\,l$	—	—	$\approx 20{,}2$ mm
	280 t	$37{,}9 - \frac{3{,}0+2{,}2}{2} = 35{,}3$ mm	$\approx \frac{1}{420}\,l$	—	—	—
	350 t	$48{,}4 - \frac{3{,}7+2{,}5}{2} = 45{,}3$ mm	$\approx \frac{1}{320}\,l$	—	—	—
	419 t					(Schluß folgt.)

Wassertöpfe zum hydraulischen Senken und Heben von Lehrgerüsten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **E. Groh**, Regierungsbaumeister, Zittau i. Sa.

In der „Bautechnik“ 1924, Heft 46 wird von einem ernsten Ausrüstungsunfall einer Bogenbrücke in Flensburg berichtet, und zwar wird nach dem Gutachten der Sachverständigen dieser Unfall lediglich dem unsachgemäßen Ausrüsten zugeschrieben. Es geschah m. W. ohne Aufsicht durch die Arbeiter. Ausrüstungsvorrichtungen waren die üblichen Keile. Abgesehen von der Ungeschicklichkeit unerfahrener Arbeiter sind m. E. unsere gebräuchlichen Senkungsvorrichtungen, wie Keile, Schraubenspindeln und Sandtöpfe, recht mangelhafte Werkzeuge. Am besten hat sich bisher das der Firma Buchheim & Heister patentierte „Expansionsverfahren“ bewährt. Es arbeitet ohne diese Senkungsvorrichtungen, indem es durch Wasserdruckpressen in der offenen Scheitelfuge die beiden fertigen Gewölbehälften von dem starren Lehrgerüst abhebt. Der Sicherheit halber ist bei größeren Brückenbauten von Staatsbauverwaltungen dieses Ausrüstungsverfahren

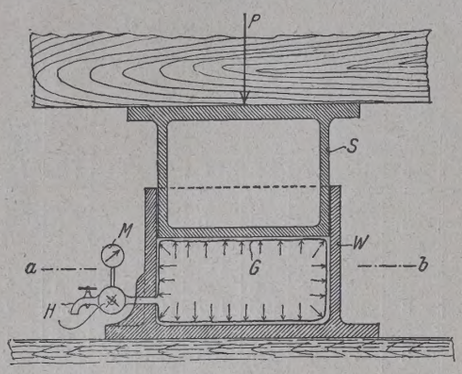


Abb. 1.

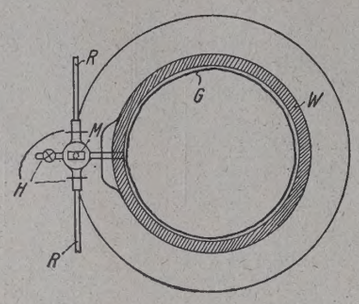


Abb. 2. Schnitt *a*—*b*.

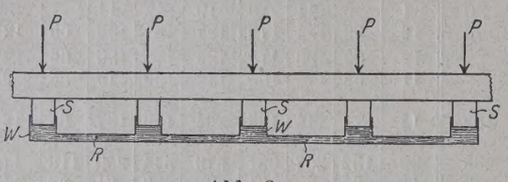


Abb. 3.

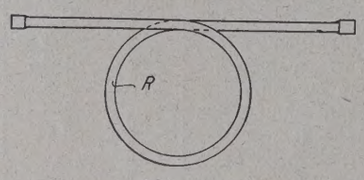


Abb. 4.

zur Bedingung gemacht worden. — Eine weitere Verbesserung des „hydraulischen Ausrüstens“ soll der folgende Vorschlag ermöglichen:

Als Senkungsvorrichtungen werden anstatt der Sandtöpfe Wassertöpfe verwendet. Ein solcher besteht aus dem Topf *W*, in dem sich der wasserdicht schließende Stempel *S* bewegt (Abb. 1 u. 2). Auf ihm liegen die untersten Schwellen des abzusenkenden Lehrgerüstes. Im Topfe *W* befindet sich der Gummisack *G*, der von außen her, durch den Hahn *H*, entleert oder mit Wasser gefüllt werden kann. Die Höhenlage des Lehrgerüstes kann daher mit den einfachsten Mitteln scharf eingestellt werden. Der Gummisack *G* gewährt auf die Dauer einen vollständig dichten Wasserabschluß zwischen Stempel und Topfwand. Im Winter empfiehlt sich gegen Einfrieren als Füllung ein Gemisch von Wasser und Glyzerin.

Die Wassertöpfe werden einzeln verwendet wie die Sandtöpfe. Das Senken beim Ausrüsten ist aber viel sicherer und einfacher. Es wird nur der Hahn *H* geöffnet. Das Öffnen wird so bemessen, daß die ausfließende Menge gering ist, so daß das Absenken allmählich und stoßlos vor sich geht. Bei einem l. Durchm. = 40 cm und einem Ausfluß von rd. 0,1 cm³/Sek. senkt sich z. B. der Stempel *S* um 1 mm in *t* = rd. 20 Min. Ein genau gleichzeitiges Öffnen der einzelnen Hähne ist also nicht notwendig. Das Manometer *M* ermöglicht die dauernde Prüfung des Druckes des abbindenden Gewölbes auf die Unterlage. Es ergibt sich somit die Reihenfolge der Absenkung, ob vom Scheitel oder Kämpfer her. Diese Prüfungsmöglichkeit ist der große Vorteil des neuen Ausrüstungsverfahrens, wie ihn selbst das Expansionsverfahren nicht bieten kann.

Sind die Drücke *P* auf eine Topfreihe gleich groß, z. B. unter der Scheitelfuge, so lassen sich die Töpfe gegebenenfalls kommunizierend verbinden, wie Abb. 3 schematisch zeigt. Die Verbindung geschieht durch bewegliche Bleirohre nach Abb. 4. Sie ermöglichen die wiederholte Verwendung bei veränderlichen Topfentfernungen. Rohranschlüsse und Hähne lassen sich auf die Dauer vollständig wasserdicht herstellen, wie die Wasserleitungen zeigen. Der Vorteil kommunizierender Verbindung ist der, daß das Absenken völlig gleichmäßig durch Öffnen nur eines einzigen Hahnes geschieht.

Die Kosten der Wassertöpfe sind allerdings höher als die der bisherigen Senkungsvorrichtungen. Es wird dafür aber an Arbeit gespart. Außerdem steht der Abbindevorgang dauernd unter Kontrolle, die Ausrüstung geschieht gleichmäßiger und ist sicherer. Die Vorrichtung ist zum Patent angemeldet.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. Juni erschienene Heft 12 enthält u. a. folgende Beiträge: Oberingenieur Josef Kirschenhofer: Packhalle in Eisenbeton. — Einsturz einer Dachkonstruktion. — Dr. techn. Ed. Proksch: Zur Anwendbarkeit des Eingelenkbogens. — Dr. techn. ehrenh. F. v. Emperger: Zum Einsturz des Betonbogens in Flensburg.

Die Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands wird ihre diesjährige Tagung in Verbindung mit derjenigen der Vereinigung der technischen Oberbeamten Deutscher Städte Mitte September in Freiburg in Baden abhalten, und zwar voraussichtlich am 12. September.

Die Tagesordnung wird noch besonders bekanntgegeben werden. Baldige Anmeldung erwünscht an den Geschäftsführer der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands, Oberbaurat Thode, Hamburg, Admiralitätstraße 56 I.

Der zweite Bauteil des Hauptbahnhofs Stuttgart fertiggestellt. Am 26. Mai sind, wie das Stuttg. N. Tagbl. berichtet, in Stuttgart Hbf. die Gleishallen 3 und 4 mit den Gleisen 5 bis 8 und in Cannstatt die Gleise 3 und 4 mit dem neuen Bahnsteig 2 in Betrieb genommen worden. Gleichzeitig wird die Strecke Stuttgart—Cannstatt viergleisig betrieben. Mit dem Fahrplanwechsel am 5. Juni ist ein Teil der regelmäßigen Züge in den neuen Bahnhofteil in Stuttgart und Cannstatt verwiesen worden.

Im Plan für den Vollausbau des Bahnhofs Stuttgart Hbf. sind in Stuttgart die heute noch nicht gebauten Gleise 1 bis 4 für den Vorortverkehr Richtung Cannstatt, die Gleise 5 bis 8 für den Vorortverkehr Richtung Feuerbach und für die Richtung Böblingen bestimmt. Es mußten daher bei den nunmehr in Betrieb zu nehmenden Gleisen 5 bis 8 die Cannstatter Vorortgleise einstweilig in die Halle 3 (Gleise 5 und 6) eingeführt werden; die Gleise 7 und 8 werden bis zur Fertigstellung der Feuerbacher Vorortgleise für die Züge der Richtung Böblingen benutzt.

Der viergleisige Ausbau in der Richtung Feuerbach wird so beschleunigt, daß bis Ende des Jahres auch die Strecke von Stuttgart Hbf. bis Blockstelle Posten 12 zwischen Zuffenhausen und Kornwestheim viergleisig betrieben werden kann. Damit ist es möglich, mit dem Umbau des Personenbahnhofs Kornwestheim im nächsten Jahr zu beginnen, weil dann die während des Umbaues dieses Bahnhofs notwendigen Einschränkungen der Zugaufnahmegleise durch den viergleisigen Betrieb einigermaßen ausgeglichen sind.

In Cannstatt kommt demnächst noch in Benutzung das Gleis 2, das im Laufe des Sommers an das Gleis Waiblingen—Stuttgart anzuschließen ist; dies Gleis ermöglicht außerdem die Abwicklung des bei besonderen Anlässen in Cannstatt notwendigen Pendelverkehrs Stuttgart—Cannstatt, der übrigens auch auf Gleis 3 durchgeführt werden kann.

Die Ausrüstung der neuen Bahnanlagen, Bahnsteige, Gleishallen usw. in Stuttgart und Cannstatt entspricht im allgemeinen der Ausrüstung der schon vorhandenen. Für die Gleisabschlüsse sind die Rawieschen Prellböcke mit einigen Verbesserungen der Konstruktion beibehalten worden.

Der Vorortzugverkehr von Cannstatt und später auch von der Richtung Feuerbach in die Gleise 1 bis 8 wird von dem neu hergestellten Befehlsstellwerk 1 aus geregelt. Das neue Stellwerk ist in gleicher Anordnung wie das bestehende Befehlsstellwerk 2 quer über die Gleise gestellt, ein weiteres Stellwerk 5 kleineren Umfangs bedient den Verkehr zwischen der Wartegruppe für den Vorortverkehr und dem Abstellbahnhof. Die neuen Stellwerke werden wie die bisherigen elektrisch betrieben.

In Cannstatt wurden für die Einführung der neuen Gleise die Unterführung der Königstraße und die Karl- und Sandstraßenunterführung verlängert und ausgebaut.

Der Weiterbau der Vorortgleise von Cannstatt nach Untertürkheim wird mit dem Umbau des Personenbahnhofs Untertürkheim aufgenommen und durchgeführt. Die neuen Bahnsteige in Cannstatt liegen durchweg auf einer hohen, noch Setzungen unterworfenen neuen Auffüllung. Es wurde daher von dem für später vorgesehenen Plattenbelag auf dem Bahnsteig vorläufig abgesehen.

Bei Beginn der Bauarbeiten im Herbst 1924 war in Aussicht genommen, den zweiten Teil der Bahnhofserweiterung bis zu Beginn der im Laufe des Jahres 1925 zu erwartenden größeren Ausstellungen und Veranstaltungen in Stuttgart und Cannstatt fertigzustellen. Die Frist konnte, da die Witterung für die Bauarbeiten im allgemeinen nicht ungünstig war, eingehalten werden. Unfälle von Bedeutung sind während des Baues nicht vorgekommen. — Insgesamt werden durch die Inbetriebnahme der neuen Anlagen etwa 12,5 km Gleise und 70 Weichen und Kreuzungen in Benutzung genommen. Der Aufwand für die Gleisanlage mit Stellwerken, Bahnsteigen, Bahnsteighallen und Zubehör ist auf etwa 4,2 Mill. Mark zu schätzen.

Bruch eines Erddammes bei Detroit. Etwa 22 km oberhalb eines bestehenden Wasserkraftwerkes für die Ford-Werke zu Flat-Rock wurde im Sommer 1924 ein neues Kraftwerk bei French Landing am Huron River gebaut, dessen Anlage aus Abb. 1 ersichtlich ist und dessen Staubecken von einer Bogenmauer und einem stumpfwinklig daran anschließenden Erddamm begrenzt wird. Die Füllung dieses Beckens begann, wie wir einer Mitteilung in Eng. News-Rec. vom 30. 4. 1925 entnehmen, am 18. Februar 1925, also — da für den Anfang der Bauarbeiten der Juni des vergangenen Jahres angegeben wird — bereits 7 Monate später.

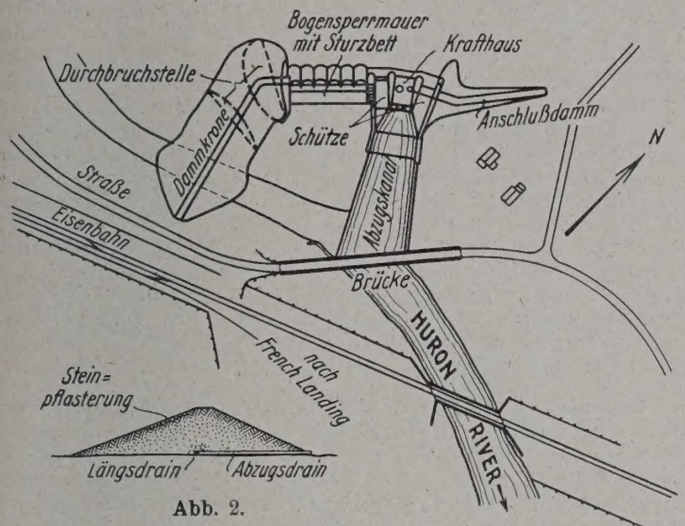


Abb. 1.

Abb. 2.

Das Wasser stieg innerhalb des Beckens bis etwa 2 m unter Dammkrone allmählich, am Dammfuß zeigte sich etwas Strömung, die jedoch zunächst nicht weiter zunahm, als am Morgen des 4. April die beiden Entwässerungsrohre im Knick der Sperrmauer vollzulaufen begannen, wobei das Wasser klar und ohne mitgeführte Dammerde erschien. Diese Entwässerungsleitungen bestanden aus vierzölligen Drainrohren, waren in Abständen von 6 m mit offenen Stößen in Kiesbettung verlegt und reichten (Abb. 2) bis in die Mitte des Dammes zu einem auf die ganze Dammlänge durchgehenden Sammelrohr.

Am 9. April wurde, als eine Untersuchung keine Abnahme des aus den bezeichneten Rohren abfließenden Wassers ergab, eine Senkung des Staubeckenspiegels um 1,50 m angeordnet mit der Maßgabe, daß keinesfalls mehr als 0,60 m täglich abgelassen werden sollte; außerdem wurden Wassermesser in die Abflußrohre eingebaut. Für die fünf Rohre an der späteren Durchbruchstelle, d. h. an dem vorgenannten Knick, geschah dies am 10. April, und von da ab bis zum Eintritt des Unfalls wurde weder hier noch sonst irgendwie eine Zunahme der Rohr-Durchflußmengen festgestellt. Am 13. April um 12.05 Uhr war das Staubecken um 0,75 m abgesenkt und die Bedienung zum Essen gegangen, als in zwei dünnen Strahlen Wasser etwa 0,60 m über dem Dammfuß bemerkt wurde: Sofort wurden die beiden etwa 10 m breiten Schützentore geöffnet, was um 12.12 Uhr geschehen war; gleichzeitig öffnete man die drei Drosselklappen unterhalb des Krafthauses, das Becken wurde also so schnell wie irgend möglich entleert.

Der Einsturz begann mit der Bildung einer etwa kreisrunden Öffnung am Fußende der Talseite, die sich schnell trichterförmig nach innen zu erweiterte und aus der das Wasser von unten heraufströmte, sie aufriß und völlig füllte; die Dammkrone stürzte um 12.40 Uhr nach, die Breite der Durchbruchstelle betrug etwa 41 m an der Krone und 16,50 m an der Wasserlinie.

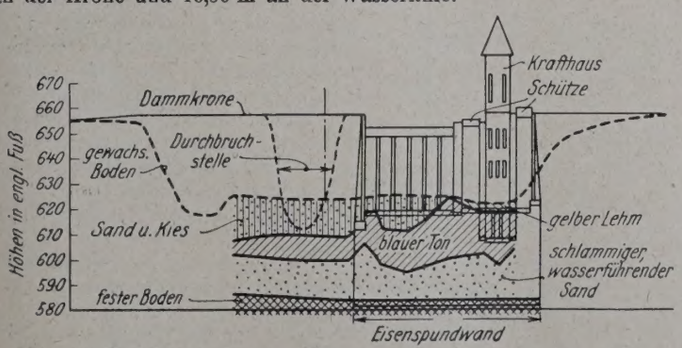


Abb. 3.

Die Ursachen des Ereignisses, obschon nicht rechtzeitig erkannt, sind klar genug: Nach Abb. 3 ist der in seiner Stärke zwischen 3 bis 6 m wechselnde Boden, auf den der Erddamm gegründet ist, über einer Schicht von blauem Ton gelagert. Er bestand aus alluvialen Ablagerungen, in der Hauptsache aus Sand, der jedoch auch genügend bindende Stoffe enthielt, um ihn genügend tragfähig zu machen. Er schien wenig oder keine Neigung zum Treiben zu haben und war nach dem Ergebnis der Probebohrungen als nicht wasserführend bezeichnet worden; ein Versuch der ausführenden Firma, dort Wasser für die Betonbereitung zu erhalten, war ohne erheblichen Erfolg gewesen. Während also die in Rede stehende Sandbodenschicht für die Gründung der Bogensperrmauer als nicht genügend bestandsicher angesehen, diese vielmehr bis auf die Tonschicht geführt wurde, hatte man dies für den Erddamm nicht als erforderlich gehalten.

Da dessen Oberkante 1,0 bis 1,20 m über dem Stauspiegel lag, glaubte man die Standsicherheit etwas durch Sohlenentwässerung zu erhöhen und ordnete diese — wie bereits mitgeteilt — über die ganze Fläche an; infolge des Knicks der Dammachse gerieten die Ausläufe zweier dieser Abzugleitungen unmittelbar zusammen und boten dadurch eine bequeme Gelegenheit zur Bildung eines Gerinnsels, das zunächst zu einer völligen Durchfeuchtung des Dammkörpers an jener Stelle und weiterhin zu schweren Auftrieberscheinungen führte. Es kam hinzu, daß beim Füllen des Behälters der Boden gefroren war und erst allmählich auftaute, andernfalls wäre die Durchsickerung wohl schon in ihrem ersten Stadium bemerkt und wären die späteren schweren Folgen möglicherweise verhindert worden.

Die Ursache des Unfalls besteht offenbar lediglich in der mangelhaften Beurteilung der Untergrundverhältnisse und der dadurch veranlaßten ungenügenden Gründung; im Gegensatz dazu gibt die Art, wie der Erddamm zunächst verhältnismäßig lange den Angriffen der Sicker- und Quellbildungen, alsdann dem schließlich eingetretenen Durchbruch standgehalten hat, von seiner Ausführung und der Arbeit des Unternehmers eine recht hohe Meinung. Ki.

Auf der Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Breslau am 22. Mai 1925 sprach u. a. Strombaudirektor Fabian, Breslau, über „Die obere und mittlere Oder als Wasserstraße". Die Oder übertrifft an Länge alle natürlichen Wasserstraßen Deutschlands und ist der einzige Strom, der auf seiner ganzen schiffbaren Länge ausschließlich in Preußen liegt. Aber nur von Küstrin abwärts kann die Oder sich mit der unteren Elbe messen, oberhalb entfällt die Hälfte des Niederschlagsgebietes auf die Warthe, der Oder verbleiben nur 54 000 km² Niederschlagsgebiet.

Dabei hat die Oder zwar größere Wassermengen als die Warthe, aber viel größere Unbeständigkeit in der Wasserführung. Die Hochwassermengen bringen in Ratibor das 30fache, in Hohensaathen nur noch das 7fache der mittleren Wassermengen, während das Niedrigwasser in Ratibor auf den elften, in Hohensaathen auf den vierten Teil der Mittelwassermengen herabgeht. Bei kleinstem Wasser halten sich Oder und Warthe an Wassermengen die Wage, die Warthe ist wegen des geringeren Gefälles sogar leistungsfähiger für die Schiffahrt.

Daß die Wasserführung der Oder für eine neuzeitliche Schiffahrtstraße ohne Zuschußwasser nicht ausreicht, ist sicher. Nach Untersuchung von 150 verschiedenen möglichen Staubecken ist schließlich in Ottmachau [1]) eine Stelle gefunden, wo 135 Mill. m³ aufgespeichert werden können, von denen 40 Mill. als Hochwasserschutzraum und 90 Mill. als Zuschußwasser dienen sollen. Diese Menge genügt, um die jetzt nur 20 m³/Sek. betragende kleinste Wassermenge bei Breslau 50 Tage lang zu verdoppeln.

Grundrißgestalt und Gefälle der Oder lassen wenig zu wünschen übrig, nachdem Friedrich der Große mit der Geradestreckung des Flußlaufes ganze Arbeit gemacht hat. Das Flußbett kann aber, weil es in feinen Sand eingeschnitten ist, nicht beliebig eingeschnürt werden. Es muß auch vermieden werden, daß eine Hebung des Mittelwassers eintritt.

Bei der gemittelten kleinsten Abflußmenge der sechs wasserärmsten Jahre von 1900 bis 1909, die für Breslau 46 m³ beträgt, ist die erstrebte Wassertiefe von 1,40 m fast ohne Zuschußwasser zu erreichen, bis Fürstenberg wird die Tiefe sogar auf 1,70 m zunehmen. Mit Hilfe des Staubeckens Ottmachau wird erreicht, daß auch bei kleineren Wassermengen diese Tiefe zu erwarten ist.

Die kanalisierte Oder oberhalb Breslau ist eine durchaus leistungsfähige Wasserstraße für Schiffe von 1,50 m Tiefgang. Von Längenabmessungen der Schiffe ist infolge der Erbauung der Schleppzugschleusen praktisch keine Grenze gesetzt, die Breite wird durch die Torweiten der Schleusen von 9,6 m begrenzt, so daß das übliche 1000-t-Schiff hier nicht ganz Platz hat. Immerhin haben die größten Kähne auf der Oder schon 780 t Tragfähigkeit.

Der Betrieb der kanalisierten Strecke ist dreimal so teuer als der der freien Stromstrecke. Die Neubaukosten einer Kanalisierung sind

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 19, S. 259.

mindestens doppelt so teuer. Für die Oder kann eine weitere Kanalisierung wegen der Wasserentziehung bei Dürre kaum in Frage kommen.

Oberhalb Cosel gilt die Oder zwar noch bis Ratibor als schiffbar, wird aber nur noch von Baggerkähnen zur Kiesgewinnung befahren. Das Wehr bei Cosel ist weder zu Schiffahrtzwecken noch zur Kraftgewinnung, sondern lediglich aus fortifikatorischen Zwecken erbaut.

Der Klodnitzkanal, früher ein Hauptzubringer, hat durch die Eisenbahn seine Bedeutung eingebüßt. Der jetzige Umschlag in Cosel ist für das oberschlesische Gebiet aber sehr kostspielig und wegen der großen Wasserstandschwankungen und Unterbrechungen durch Hochwasser nachteilig. Die Anstoßfrachten betragen die Hälfte der Schiffsfracht Cosel—Berlin. Die arg bedrängte oberschlesische Industrie wünscht unmittelbare Verbindung mit dem Wasser, wie sie im Zusammenhang mit dem Donau-Oder-Kanal beabsichtigt war. Leider wird der Kanal, der früher in Kandrzin abzweigen sollte, nun um das Stück Kandrzin—Cosel länger, und die Wasserversorgung aus der oberen Oder fällt fort. Jedenfalls stößt der Plan jetzt auf größere Schwierigkeiten, die vielleicht vermindert werden, wenn es gelingt, die Sandentnahme für den Bergwerksversatz so einzurichten, daß ein Staubecken zur Kanalspeisung gewonnen wird. Alle übrigen Kanalpläne zur Oder haben keinen Sinn, solange die Oder nicht genügend Zuschußwasser erhält. Soweit die Kanäle selbst der Oder Wasser zuführen, verdienen sie besondere Förderung.

Der Verkehr auf der Oder hat bis 1913 einen großen Aufschwung genommen, durch Krieg und Polenwirren sank er dann jäh ab. Jedes Jahr mit geringer Wasserführung bringt eine einschneidende Verringerung des Verkehrs. Es ist mit Sicherheit zu erwarten, daß eine Steigerung der Leistungsfähigkeit der Oder den Verkehr nicht nur auf die Höhe des Jahres 1913, sondern weit darüber hinaus steigern wird.

Über „Neuerungen auf dem Gebiete des mechanischen Hafenumschlages“ sprach Oberbaurat Wundram, Hamburg. Ausgehend von der Notwendigkeit für die Häfen, ihre Transportgüter immer schneller und wirtschaftlicher umzuschlagen, entwickelte der Vortragende die Neuerungen auf fördertechnischem Gebiete, die seit Kriegsende im In- und Auslande entstanden sind. Die technischen Umschlagsmittel wurden in drei Gruppen behandelt, einmal die Fördergeräte, die dem Umschlag von Schiff auf Land und umgekehrt dienen, dann die Nahfördermittel, die die weitere Bewegung des Transportgutes im Güterschuppen und auf dem Umschlageplatz besorgen, und schließlich einige für den Umschlag benötigte Nebenanlagen, wie Einrichtungen zum Verholen und Verwiegen der Güter. Eingehend wurden die Hafenkrane behandelt, die neuerdings mit schnell einziehbaren Auslegern als Verbesserung angepriesen werden. Nach Ansicht des Vortragenden dürfte dieser Krantyp (Wippkrane) zwar nicht als normaler Hafenkran in Frage kommen, aber doch in räumlich ungünstigen Umschlagorten oft mit Vorteil zu verwenden sein. Weiter werden einige Verbesserungen an Verladebrücken besprochen und sodann wieder ausführlicher die Umschlagsgeräte, die auf der Verwendung von Förderbändern beruhen. Diese Dauerförderer ergeben mit wenig Antriebskraft sehr hohe Umschlagleistungen. Für Massen- und Schüttgüter sind sie bereits gut entwickelt, Neuerungen beziehen sich darauf, sie auch für gemischtes Stückgut verwendbar zu machen. Das Sortieren und Stapeln der Umschlagsgüter in den Kaigüterschuppen war bislang ein Verbrauchspunkt riesiger Arbeitslohnsummen. Auf diesem Gebiete ist in der Nachkriegszeit besonders vorteilhaft der Mechanisierungsprozeß durchgeführt durch „Automobilisierung“ des Güterkarrenbetriebes durch Elektrokarren und Einführung von leistungsfähigen Stapelgeräten. Im großen und ganzen ist in Deutschland mehr das Bestreben maßgebend, den Umschlag billiger und wirtschaftlicher zu gestalten, als daß man die absolute Höhe der Leistung zu vergrößern suchte.

Der neueste Ausbau des Niagara-Wasserkraftwerkes. Die Wasserkraftwerke am Niagarafall sind durch den neulich vollendeten Ausbau einer dritten Station von zusammen 210 000 PS zur größten Anlage der Welt geworden und vermögen in ihrem jetzigen Zustande zeitweise über $^1/_2$ Million PS zu liefern, nachdem sie bisher nach der letzten Erweiterung von 1918/19 mit drei Einheiten von je 37 500 PS und dreizehn Einheiten zu 10 000 PS insgesamt 242 500 PS leisteten.

Die neuen Bauten bestehen nach „Power“ vom 3. März 1925 in einem 1310 m langen und 9,75 m i. l. weiten Hauptstollen in Beton von hufeisenförmigem Querschnitt (Abb. 1c), drei gleichfalls betonierten Turbinenkanälen von Kreisquerschnitt und 6,09 m innerem Durchmesser, drei Drosselklappen von 7,16 m innerem und drei Johnson-Ventilen von 7,45 m äußerem Durchmesser sowie drei Turbineneinheiten von je 70 000 PS. Das für diese erforderliche Wasser wird, nachdem der Gesellschaft durch Verfügung der Bundesbehörde vom 2. März 1921 das Recht dazu für 50 Jahre verliehen worden war, durch den vorerwähnten Stollen dem Strom oberhalb der Fälle auf dem amerikanischen Ufer entnommen. Der Stollen folgte in seinem Lauf im wesentlichen denjenigen des alten Zuleitungskanals und mündet (s. Abb. 1 u. 2) unmittelbar unter dessen Einlaufbecken in ein Vorbecken.

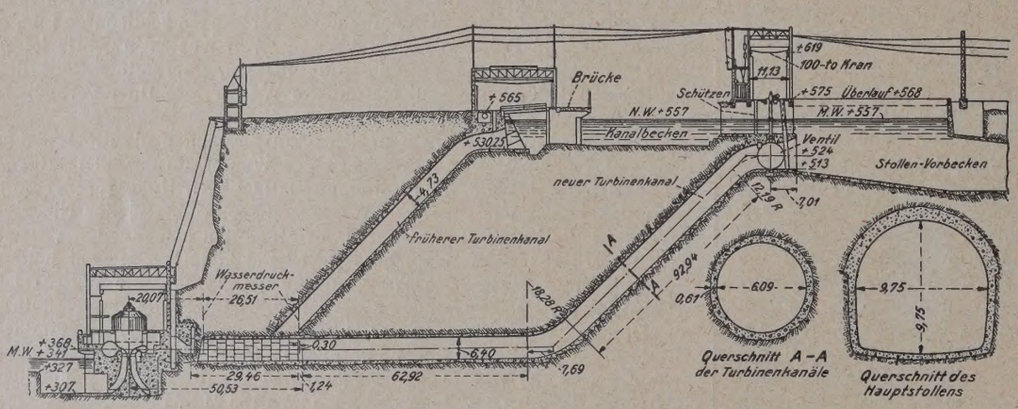


Abb. 1a. Schnitt. Abb. 1b. Abb. 1c.
(Die Höhenzahlen sind in engl. Fuß angegeben.)

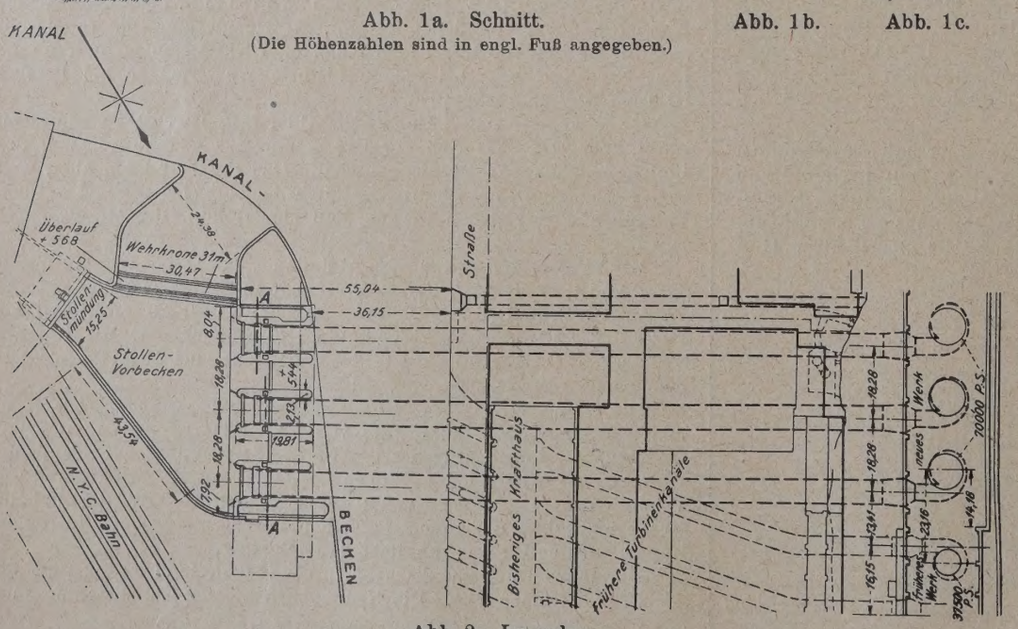


Abb. 2. Lageplan.

Diese Anordnung war erforderlich, weil weiteres Gelände nicht zur Verfügung stand, was auch die Ursache war für die Anordnung der Ausläufe 13,10 m unter dem Wasserspiegel des Vorbeckens. Nach Abb. 2 kann jede der drei Turbinenleitungen unabhängig betrieben werden, da ihre Einläufe einzeln abgeschlossen werden können. Als Abschlußglieder wählte man die vorgenannten Drosselklappen, nachdem es sich als möglich erwiesen hatte, diese in dem erforderlichen Durchmesser von 7,16 m herzustellen. Die Bauart hat in technischer und wirtschaftlicher Beziehung sich durchaus bewährt und erheblich weniger Erd- und Betonarbeiten erfordert, als es bei einem anderen System der Fall gewesen wäre.

Wie aus Abb. 4 zu ersehen, ist die Drosselklappe aus einzelnen Blechen zusammengenietet; besondere Sorgfalt erforderte die Ausbildung des Randes, der dicht gegen den Kanalumfang

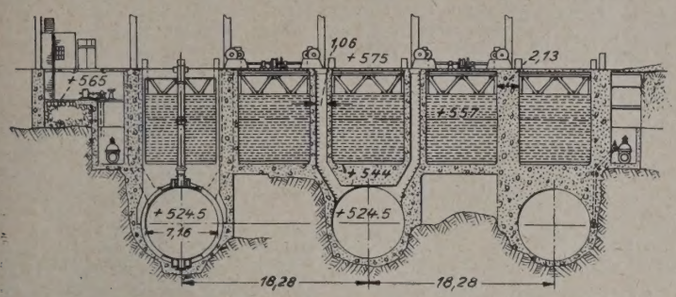


Abb. 3. Schützenwehr und Turbineneinläufe.

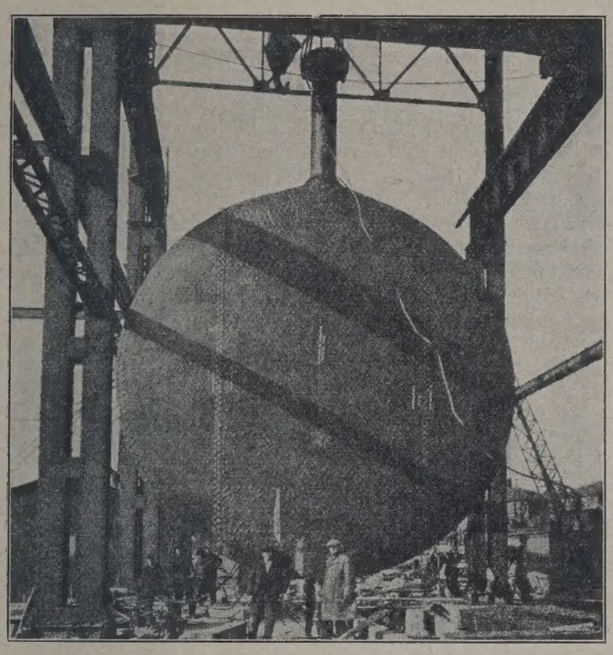


Abb. 4. Abschlußklappe eines Turbineneinlaufs.

abschließen mußte, während angesichts der großen Abmessungen und des starken Wasserdruckes die Gefahr von Verbiegungen besonders groß war.

Einbau der Klappen und Abschluß des Stollenvorbeckens ist in Abb. 3 dargestellt: Das Gehäuse der Klappen besteht aus einzelnen Gußeisenteilen und hat einen äußeren Durchmesser von rd. 8,10 m; für den Druck des Wassers auf die Klappe war eine größte Druckhöhe von 15,20 m angenommen, was bei ihren Abmessungen einem Gesamtdruck von 615 050 kg entspricht. Wegen der Kürze des wagerechten Teiles am oberen Turbineneinlauf befinden sich die Klappen nicht in den eigentlichen Zuleitungskanälen, sondern bereits in deren erweiterter Mündung; sie haben infolgedessen auch einen etwas größeren Durchmesser als jene.

Über den drei Einläufen befinden sich fünf in Beton und Baustahl ausgeführte Schützenwehre, um den Zufluß zwischen den Vorbecken des neuen Stollens und des alten Kanals zu regeln; die beiden zwischen den Einläufen befindlichen Wehre werden durch Motorwinden betrieben, die anderen drei bleiben in der Regel geschlossen und werden im Bedarfsfalle durch einen 100-t-Kran bedient, der auf diese Weise drei besondere Antriebsvorrichtungen überflüssig macht (s. Abb. 1).

Ki.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 26. Einsturz eines zweigeschossigen Eisenbetonbaues. Zur Verbindung von zwei bestehenden Fabrikgebäuden sollte ein zweigeschossiger Bau dienen, dessen Eisenbetonkonstruktionen aus zwei Decken über einer Fläche von 13 × 13,20 m, einigen Fensterstürzen und zwei Säulen bestand. Fünfzehn Tage nach Beendigung der letzten Eisenbetonarbeiten wurde begonnen, die Dachdecke auszuschalen; die untere Decke war bereits ausgeschalt. Dabei stürzte der Bau zusammen, und es wurden drei Arbeiter erheblich verletzt. Bauleiter war der Inhaber der bauausführenden Firma, am Bau führte ein Polier die Aufsicht. Gegen sie erhob die Staatsanwaltschaft auf Grund der Voruntersuchung Anklage wegen fahrlässiger Körperverletzung und wegen Verstoßes gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst (§§ 330 und 230 des RSTGB.). Das Schöffengericht verurteilte die Angeklagten zu einer Gefängnisstrafe von je sechs Wochen, doch wurde die Vollstreckung unter der Bedingung einer guten Führung und mit der Aussicht auf spätere Begnadigung ausgesetzt.

Nach dem Gutachten des vom Gericht bestellten Sachverständigen, dem sich das Gericht in seiner Urteilsbegründung anschloß, haben verschiedene Gründe zum Einsturz geführt. Zunächst war die ganze Konstruktion, insbesondere die des Daches, recht unglücklich, wie sich aus folgendem ergibt.

Das Erdgeschoß war durch eine 40 cm starke gemauerte Zwischenwand unterteilt, die zur Auflagerung für die Unterzüge der Erdgeschoßdecke und eines das Dachgeschoß tragenden Pfeilers diente. Die untere Decke spannte sich über vier Felder von 3,10 bis 3,50 m Weite und wurde von den Außenmauern und drei Unterzügen getragen. Diese Unterzüge waren kontinuierliche Träger über zwei Feldern von 9,10 und 4,30 m Weite. Als Auflager für sie dienten eine Außenmauer, die oben erwähnte Zwischenwand und ein Hauptunterzug, der ni der Mitte durch eine Säule unterstützt wurde.

Die Decke des Dachgeschosses, die gleichzeitig die Dachhaut bildete, war von zwei Unterzügen getragen, die senkrecht zur Richtung der Unterzüge der Erdgeschoßdecke verliefen. Die Feldbreiten betrugen 4,20 bezw. 4,70 m. Die Unterzüge ruhten in der Mitte auf einem Hauptunterzug, an den Enden auf Fensterstürzen auf. Der Hauptunterzug wurde an drei Stellen, die 9,05 m und 4,35 m voneinander entfernt waren, durch die Außenmauer und zwei Säulen unterstützt.

Der Sachverständige beanstandete weiter mehrere Punkte der statischen Berechnung und der Dimensionierung. Trotz dieser Mängel in der Gesamtkonstruktion und in der Einzelausbildung hätte aber nach seiner Meinung eine einwandfreie Ausführung und Verarbeitung des Betons sowie eine sachgemäße Behandlung während des Erhärtens und beim Ausschalen ein Unglück verhüten können. Diese letzten Punkte ließen aber ebenfalls zu wünschen übrig. Der Kiessand war verunreinigt, der Kies enthielt zu große Stücke, anderseits auch zu viel feines Korn. Die Handmischung geschah nicht sorgfältig genug, und die Eisen waren nicht überall ordnungsmäßig verlegt. „Der ganze Bau war Pfuscharbeit."

Als erste Ursache des Einsturzes ist aber das zu frühe und unsachgemäße Ausschalen anzusehen. Bereits fünfzehn Tage nach dem letzten Betonieren nahmen die mit der Ausschalung beauftragten Arbeiter, während der Polier sich zu einem anderen Bau, den er auch beaufsichtigte, begeben hatte, Schalung und Stützen, und zwar auch die Notstützen fort. Die nach Rückkehr des Poliers und des Bauleiters schleunigst gegebene Anordnung zur Wiederunterstützung durch Notstützen kam zu spät. Nach den Vorschriften beträgt die Frist mindestens drei Wochen, für die Notstützen mindestens fünf Wochen. Das frühe Ausschalen war besonders gefahrvoll, weil die Dachdecke schon beim Ausschalen fast die volle rechnungsmäßige Last hatte.

Für die Strafbemessung kam als mildernd in Betracht, daß die Angeklagten von der Bauherrin, einer Firma, zum Ausschalen sehr gedrängt wurden. Eine Abschlagszahlung, die der Bauleiter als Inhaber des Baugeschäfts benötigte, sollte erst erfolgen, wenn der Bau ausgeschalt sei.

Cp.

Gründung einer neuen Forschungsanstalt für Wasserkraft. In der Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft hielt im Dezember 1924 Oskar v. Miller einen Vortrag über „Die Ausnutzung der Wasserkräfte", in dem er nach Z. d. V. D. I. vom 23. Mai 1925 die Aufgaben der Wasserkraftforschung sowie die bestehenden Forschungsanstalten behandelte und die Schaffung eines neuen großen Forschungsinstitutes für Wasserkraft und Wasserbau anregte, dessen Forschungsaufgaben nicht beeinträchtigt wären durch besondere Zwecke der Lehrtätigkeit, der Fabrikation sowie der staatlichen Wasserpolizei und dem ohne wirtschaftliche Beschränkung große Wassermengen und große Gefälle zur Verfügung stehen würden.

Selbstverständlich wäre ein solches Institut nicht als in Wettbewerb mit den vorhandenen Anstalten stehend, sondern lediglich als eine Ergänzung für sie aufzufassen. Es würde mit den Laboratorien der Technischen Hochschulen eine dauernde Verbindung herzustellen haben, indem eine große Zahl von Versuchen in den Modellanstalten der Hochschulen vorbereitet und sodann in größeren Abmessungen in der Versuchsanstalt nachgeprüft und weiter ausgebildet würde. Es müßte auch mit den Firmen für Wasserbau und Wasserkraftmaschinen in Verbindung stehen, um von diesen Anregungen und Versuchsmaterial zu erhalten. Es würde mit den staatlichen Ämtern in Beziehung treten, deren beobachtende und sammelnde Tätigkeit es für bestimmte Forschungszwecke verwerten würde.

Eine besonders günstige Lage der Versuchsanstalt wäre die Gegend des Walchenseewerkes. Neben den großen und mannigfaltigen Bau- und Maschinenanlagen dieses Kraftwerkes würde auch die Natur eine Fülle der verschiedenartigsten Versuchsbedingungen und Versuchsobjekte liefern.

Wichtige Vorarbeiten für die Errichtung einer solchen Versuchsanstalt sind bereits geleistet worden. Besprechungen mit Vertretern der Behörden, der Elektrizitätswerke und Hochschule haben ergeben, daß die bayerische Staatsregierung ein derartiges Institut in jeder Weise fördern würde, und die übrigen Kreise zur Mitarbeit bereit seien. Es ist ferner bereits ein engerer Ausschuß gebildet worden, dem als Vertreter der bayerischen Staatsregierung die Ministerialräte Schneider und Holler, als Vertreter des Walchenseewerkes Direktor Menge und Oberregierungsrat Bürner und als Vertreter der Technischen Hochschule die Professoren Dantscher und Thoma angehören, während an die Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft die Bitte gerichtet wurde, Prof. Prandtl und Dr. Glum abzuordnen.

Die besonders wichtige Erforschung der Niederschlagverhältnisse in den Hochbezirken ist in der Umgebung des Walchenseewerkes, in der die höchsten Gebirgsmassive Deutschlands vorhanden sind, leicht vorzubereiten, und die Abhängigkeit der Wasserführung von den Witterungs- und Schneeverhältnissen kann hier am besten studiert werden.

Die Feststellung über Verdunstung an der Oberfläche der Seen kann an den großen Flächen des Walchensees und des Kochelsees beobachtet werden, eine Ergänzung der Beobachtungen ist an den übrigen bayerischen Seen, dem Starnberger See, dem Ammersee, dem Chiemsee usw. leicht zu beschaffen. Die Erscheinungen der Versickerung können sowohl an den zahlreichen natürlichen Wasserläufen wie auch an den regulierten Flußstrecken und Kanälen des Walchenseewerkes studiert werden. Bezüglich der Geschiebeführung der Flüsse bilden sowohl die Isar als auch der Oberlauf der Loisach wertvolle Versuchstrecken. Die Veränderungen der Geschiebeführung durch künstliche Einbauten ist an der Leerstrecke der Isar zwischen Krün und dem Riesbach zu beobachten. Zahlreiche Beobachtungen an den Einbauten selbst sind möglich am Isarwehr bei Krün, am Einlaufbauwerk bei Urfeld, an den Anschlußbauten des Kochelsees usw.

Die Studien über Wasserverluste an den Absperrvorrichtungen und über Wasserverluste und Arbeitsverluste in den künstlich angelegten Kanälen, Stollen usw. können ebenfalls an den ausgedehnten Bauanlagen des Walchenseewerkes ständig durchgeführt werden und hierbei nicht nur die zunächst liegenden Flüsse, Wasserbauten, Wehre und Kanäle, sondern auch die zahlreichen übrigen Flüsse des bayerischen Hochlandes und die an ihnen vorhandenen Bauten usw. dienen.

Die Untersuchungen über Spiegelschwankungen in Wasserschlössern und Kanälen können nicht nur an dem überaus stark beanspruchten Wasserschloß des Walchenseewerkes, sondern auch an denen der übrigen Kraftwerke und in einem besonders wichtigen Beispiel an den Kanalanlagen der Mittleren Isar, die mit sehr verschieden hohen Wasserspiegeln arbeiten wird, vorgenommen werden.

Der Walchensee wird durch den Betrieb des Walchenseekraftwerkes fast alljährlich bis zu etwa 5 m abgesenkt; deshalb ist hier Gelegenheit geboten, den Einfluß dieser Absenkung auf die verschiedenen teils felsigen, teils angeschwemmten Uferpartien zu studieren. Die Loisach wird über ihre normale Wasserführung hinaus durch den Betrieb des Walchenseewerkes mit einer wesentlich erhöhten Wassermenge belastet, sie ist zu diesem Zwecke reguliert worden, und es wird möglich sein, den Einfluß der vermehrten Wasserführung auf die anliegenden Kulturflächen zu beobachten.

Bieten in dieser Weise die Naturanlagen in der näheren und weiteren Umgebung des Walchenseewerkes und die Wasserkraftbauten dieser und der weiteren bayerischen Anlagen Versuchsgegenstände ersten Ranges, so sind daneben sehr leicht besondere Einrichtungen für die Durchführung groß angelegter Versuche möglich.

Die Vorstufe des Walchenseewerkes im Obernachtal mit einem Gefälle von 60 m ist noch nicht ausgebaut. Es ist möglich, Versuchseinrichtungen großen Stiles mit dieser Anlage unmittelbar zu verbinden. Im Obernachtal läßt sich eine mehrere hundert Meter lange Meßstrecke einbauen, die nicht nur zur Erprobung aller Arten von Wassermeßverfahren zu benutzen sein, sondern auch Gelegenheit zum Einbau der verschiedenartigsten Kanalprofile mit den verschiedenen Auskleidungen geben würde.

Gleichlaufend mit dieser Meßstrecke könnte das Wildbett der Obernach für Dauerversuche über Geschiebeführungen, über die Bewährung von Wildbachverbauungen usw. dienen. Wertvoll ist hierbei, daß man durch Umschalten der Wassermengen aus dem Wildbett in die Meßstrecke und umgekehrt künstliche Niedrigwasser- und Hochwasserstände mit genau festgelegter Wasserführung in der Versuchsstrecke herbeiführen kann, wodurch rechnerische Grundlagen für die Beeinflussung der Geschiebeführung leicht zu gewinnen sind.

In Verbindung mit der Meßstrecke und dem Wildbett sind Prüfungen von Baustoffen aller Art möglich, wobei die schnee- und frostreichen Winter im Walchenseegebiet eine wertvolle Unterstützung in bezug auf schwierige Beanspruchungsverhältnisse bieten.

Für die Studien, die an den eigentlichen Wasserkraftmaschinen vorzunehmen sind, bietet das Walchenseewerk an sich eine Auswahl von zwei verschiedenen Turbinenbauarten größter Leistung, die mit dem selten vorkommenden Gefälle von 200 m arbeiten. Dazu kommen die künftigen Turbinen des Obernachwerkes mit einem Gefälle von 60 m, ferner die Versuchsturbinen, die ständig wechselnd in einem besonderen Anbau an das Obernachkraftwerk aufgestellt werden können und für die Niederdruckgefälle zwischen 1 und 10 m und Hochdruckgefälle von 60 und von 120 m durch einen Hochbehälter sowie beliebige andere Gefälle durch Pumpanlagen zur Verfügung gestellt werden können, während gleichzeitig Wassermengen bis zu 10 m³/Sek. bereitstehen.

Der Vorteil, den die Turbinenversuchsanlage an dieser Stelle haben würde, besteht darin, daß eine vorübergehende Ausschaltung der Betriebsanlage zum Umschalten des Wassers für Versuchszwecke jederzeit möglich ist, weil infolge des Walchenseebeckens die Hauptstufe den Ausfall der Obernachstufe ohne weiteres nicht nur auf Stunden, sondern auch auf Tage und Wochen auszugleichen vermag.

Wüstenbewässerung in Afghanistan. Die afghanische Regierung hat sich entschlossen, ausgedehnte Wüstengebiete in Kuhistan, dem 70 km nördlich der Hauptstadt Kabul gelegenen Berglande, zu bewässern. Man hofft, zunächst 15 000 ha Kulturland zu gewinnen. Erforderlich hierzu ist eine Wassermenge von 50 m³/Sek., die den drei Flüssen Pandschir, Salang, Ghorband mittels dreier Stauwerke entnommen und in einem einzigen Kanal von fast 37 km Länge der Wüste zugeleitet werden sollen. Die Rentabilität des Unternehmens ist eine außerordentlich günstige in Anbetracht der hohen Bonität des Wüstenbodens und in Rücksicht auf den hohen Preis bewässerten Landes. Leider muß der Kanal streckenweise durch kultiviertes Land geführt werden, was neben schmerzlichen Landverlusten eine Reihe größerer Kunstbauten bedingt.

Die Bauarbeiten haben im Sommer vorigen Jahres begonnen. Mit der Leitung des gesamten Unternehmens hat die afghanische Regierung den bayerischen Regierungsbeamten Dipl.-Ing. Richard Niedermayer (Kulturbaufach) betraut.

Personalnachrichten.

Baden. Der Baurat Hermann Wielandt bei der Wasser- und Straßenbaudirektion ist als Dienstvorstand zum Bezirksbauamt Bruchsal versetzt worden.

Bayern. In etatmäßiger Weise werden in gleicher Diensteseigenschaft berufen: der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsbaurats ausgestattete Oberbauamtmann und Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Deggendorf Karl Hiltner an das Staatsministerium des Innern mit dem Titel eines Oberregierungsrats und der Regierungsbaurat 1. Klasse Heinrich Neuner im Staatsministerium des Innern mit dem Titel eines Oberbauamtmanns als Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Deggendorf; — der mit dem Titel und Rang eines Regierungsbaurats 1. Klasse ausgestattete Regierungsbaurat der Landesstelle für Gewässerkunde Otto Stängl zum Regierungsbaurat 1. Klasse im Staatsministerium des Innern befördert; — der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Dillingen Ludwig Oexle in gleicher Diensteseigenschaft mit dem Titel eines Regierungsbaurats an die Landesstelle für Gewässerkunde berufen.

Preußen. Versetzt sind: der Regierungsbaurat Giencke, Aurich, an die Regierung daselbst; der Regierungsbaurat (W.) Schütz, Pillau, an das Wasserbauamt in Frankfurt a. M.; der Regierungsbaumeister (W.) Sprotte, Oppeln, an das Wasserbauamt in Meppen.

Gestorben sind: der Regierungs- und Baurat a. W. Hermann Heusmann, früher Vorstand des Wasserbauamts in Oranienburg, und der Geh. Baurat Ernst Hoefer, früher Mitglied der Eisenbahndirektion Köln.

Württemberg. Der Staatspräsident hat im Geschäftskreis der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau den Bauamtmann Bauder beim Straßen- und Wasserbauamt Ulm zum Baurat, die Regierungsbaumeister Max Wünsch, Karl Häcker, Hermann Kellermann und Reinhold Lütze zu Bauamtmännern ernannt.

INHALT: Internationales Preisausschreiben für die Erneuerung der Königinbrücke in Rotterdam. — Der Steinbruchbetrieb beim Bau von Talsperren. — Die amtlichen italienischen Bestimmungen für Entwurf und Ausführung von Talsperren. — Belastungsversuche mit Gitterträgern, ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten. — Wassertöpfe zum hydraulischen Senken und Heben von Lehrgerüsten. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Vereinigung der höheren technichen Baupolizeibeamten Deutschlands. — Zweiter Bauteil des Hauptbahnhofs Stuttgart fertiggestellt. — Bruch eines Erddammes bei Detroit. — Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Breslau. — Neuester Ausbau des Niagara-Wasserkraftwerkes. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. — Gründung einer neuen Forschungsanstalt für Wasserkraft. — Wüstenbewässerung in Afghanistan. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang | BERLIN, 3. Juli 1925 | Heft 29

Alle Rechte vorbehalten.

Brücke über Sauerelven, Norwegen.

Von **Hans Tönnessen**, Chefingenieur der Brückenbauabteilung der Norwegischen Staatsbahnen.

Diese Brücke, die vor etwa zwei Jahren vollendet wurde, ist eine der größten Brücken der im Bau begriffenen Sörlandsbahn (Oslo — Kristiansand — Stavanger). Sie führt über den Fluß Sauerelven, etwa 30 km nördlich von Skien. Außer der Bahn ist auch eine in der Länge unterteilte Straße über die Brücke geführt.

Auf dem Fluß, der einen Teil des Wasserweges zwischen Skien und Notodden ausmacht, findet ein recht lebhafter Schiffsverkehr statt. Flößen des Holzes kommt auch in großem Umfange vor.

Unter diesen Umständen wurde die Stützweite für die mittlere Hauptöffnung zu 80 m und die freie Durchfahrthöhe zu etwa 22 m über H.W. festgestellt.

Die Bodenverhältnisse an der Baustelle sind sehr gut. Im ganzen Flußbett und in den Abhängen besteht der Boden aus festgelagertem Sand und Kies, weshalb die Pfeilerfundamente unmittelbar auf dem Boden angebracht werden konnten.

Nach eingehender Prüfung wurde für die Brücke die in Abb. 1 gezeigte Anordnung mit einer Mittelöffnung von 80 m und zwei Seitenöffnungen von je 40 m Stützweite gewählt. Der eiserne Überbau stellt eine Auslegerbrücke dar. Die Seitenöffnungen sind mit vorgekragten Trägern und die Mittelöffnung mit einem Zweigelenkbogen mit Zugband, auf Pendelstützen an den vorderen Spitzen der Kragträger ruhend, überspannt. Das erste Glied in der oberen Gurtung des Bogens und das zweite Glied in der unteren Gurtung sind Blindglieder.

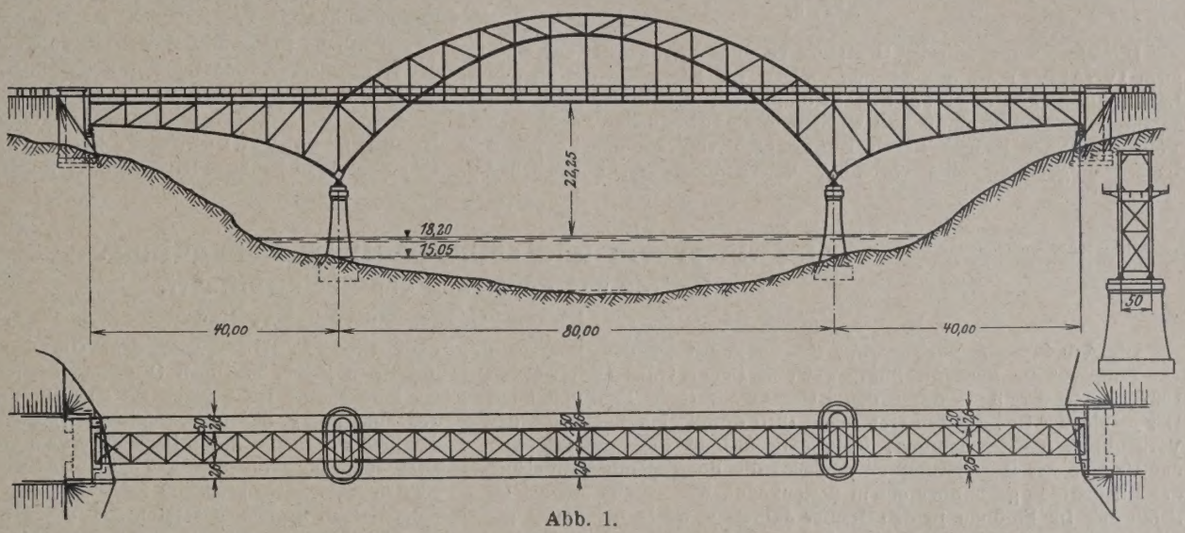


Abb. 1.

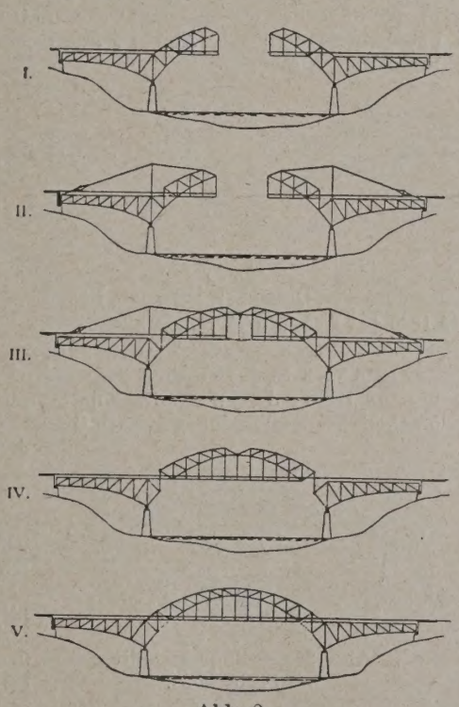


Abb. 2.

Dies System, das zwar von Schaper erwähnt ist, jedoch nicht oft benutzt wird, eignet sich im vorliegenden Falle sehr gut, weil es ein gutes Aussehen mit einer praktischen und wirtschaftlichen Brückenkonstruktion vereinigt. Besonders hervorzuheben ist, daß die Abmessungen der steinernen Strompfeiler verhältnismäßig klein ausfallen und daß die Form der Hauptträger einen Zusammenbau des Bogens über der Mittelöffnung ohne Gerüst ermöglicht, was in diesem Falle, wo die Höhe recht groß und der Schiffsverkehr lebhaft ist, von großer Bedeutung war.

Die ausgeführten Einzelkonstruktionen der Brücke sind nicht wesentlich verschieden von den gewöhnlichen. An dem beweglichen Ende des Bogenträgers kostete es dem Konstrukteur einige Mühe, gute Lösungen für die verschiedenen Dehnungsvorrichtungen in den Hauptträgern, in den Längszwischenträgern und im Windverband zu finden. Sonst bieten die Einzelkonstruktionen keine größeren praktischen Schwierigkeiten dar. — Der Vorgang des Aufbaues ist aus Abb. 2, 3 u. 4 ersichtlich. Die Kragträger über den beiden Seitenöffnungen wurden auf festem Gerüst, die Brücke über die Hauptöffnung „schwebend“ ausgebaut. Als Baukran wurde auf der einen Seite ein auf den fertigen Trägern der Straßenbahnen verschiebbarer Galgen mit einem darauf angebrachten dampfbetriebenen Drehkran benutzt. Auf der anderen Seite wurde ein Kran von einfacherer Bauart verwendet.

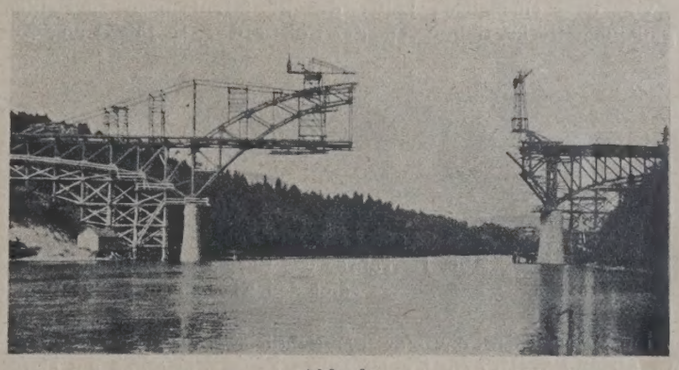


Abb. 3.

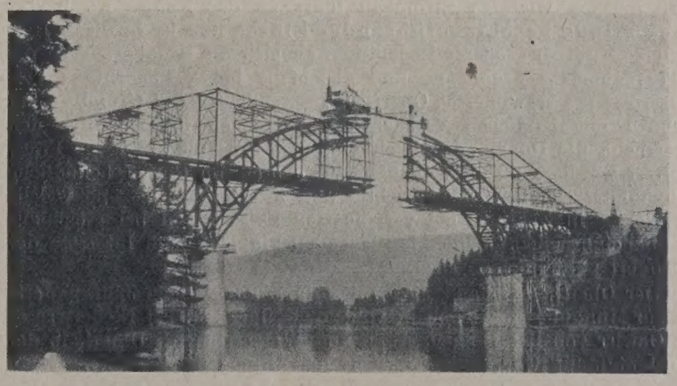


Abb. 4.

Abb. 5.

Um einen einwandfreien Übergang von der Bauform III zur Bauform IV (Abb. 2) zu ermöglichen, waren die Lager sowohl an den Landpfeilern als auch an den Strompfeilern als Rollenlager ausgebildet. An den Strompfeilern wurden diese beweglichen Lager nach Vollendung der Brücke durch Einstampfen von Zement zu festen Lagern umgebildet. Die vorläufige Verwendung von beweglichen Lagern auf allen Pfeilern hatte übrigens den Vorteil, daß man beim Zusammenschließen der Brückenenden in der Mitte die beiden Brückenhälften in der Längsrichtung der Brücke ohne Schwierigkeit bewegen und somit genau einstellen konnte. Die fertige Brücke ist in Abb. 5 dargestellt.

Der Zusammenbau verlief ohne nennenswerten Unfall.

Als Lastenzug sind zwei Lokomotiven von 117 t Gesamtgewicht (Treibachsendruck 16 t) und Wagen mit Gewicht 5 t für 1 m zugrunde gelegt. Die Straßenfahrbahnen von je 2,6 m Breite sind für 1,5 t Raddruck und 400 kg/m² Menschenlast (300 kg/m² gleichzeitig mit der Zugbelastung) berechnet. Die zulässigen Beanspruchungen sind verhältnismäßig klein gewählt.

Das berechnete Gesamtgewicht der Eisenkonstruktionen beträgt etwa 816 t, wovon etwa 570 t auf die Eisenbahnbrücke entfallen.

Die Eisenkonstruktionen sind von der norwegischen Firma Erik Ruuds mekaniske Verksted geliefert und aufgestellt.

Sämtliche Pläne und Einzelzeichnungen sind vom Brückenbureau der Norwegischen Staatsbahnen ausgeführt.

Vor kurzem ist auch eine andere Brücke der Sörlandsbahn, nicht weit von der oben beschriebenen, nämlich die Brücke über den Bandakkanal bei Lunde, nach demselben System und mit ungefähr denselben Stützweiten vollendet worden.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Oberrhein und seine bauliche Behandlung.

Ein Beitrag zur Förderung der Rheinschiffahrt.

Von Dr.-Ing. ehr., Dr. rer. pol. h. c. **Eduard Faber**, München.

Die Arbeiten zur Verbesserung der Schiffahrt auf dem Oberrhein von Sondernheim nach Straßburg auf eine Länge von 85 km wurden 1907 begonnen und — durch den Krieg verzögert — 1923 vollendet. Der Erfolg der Bauarbeiten trat schon 1910 durch eine Steigerung des Verkehrs in die Erscheinung, widerlegte alsbald die Befürchtungen der Gegner der Regulierung und bewies die überragende Bedeutung der Rheinstraße gegenüber einem Seitenkanal, wie er aus Mangel an Erfahrung im Flußbau in den 1880er Jahren abwärts Straßburg geplant war.

Von dem ehemaligen Leiter der Elsaß-Lothringen zugeteilten Regulierungsstrecke, Baurat August Schneider, ist jüngst eine Abhandlung erschienen, die eine übersichtliche Darstellung der von Honsell und Willgerodt aufgestellten Bauentwürfe und ein klares Bild über die ausgeführten Arbeiten gibt[1]). Dieser wasser- und verkehrswirtschaftlich wichtige Strombau führt zu der Frage nach der Behandlung geschiebeführender Flüsse und ist in dieser Hinsicht von um so größerer Bedeutung, als sich die Regulierung an die 1817 planmäßig begonnene und gleichfalls heftig umstrittene Verbesserung des verwilderten Oberrheins anschließt. Auf Grund meiner vielfach mit baulichen Versuchen verbundenen Studien über den Oberrhein, die Donau, den Lech und den Inn soll daher die Frage erörtert werden, ob die seit über 100 Jahren im Gange befindliche Behandlung des Oberrheins richtig und zweckmäßig ist und welche Bauweisen in Zukunft bei verwilderten Flüssen und bei gleichfalls geschiebeführenden, jedoch festliegenden Flußläufen im Interesse der Schiffahrt zu empfehlen sind.

Der Oberrhein befand sich im Anfang des vorigen Jahrhunderts bis zur Mündung der Rench in voller Verwilderung: bei Niederwasser ein Gewirr von Kiesbänken, Auen und Wasserrinnen. Unterhalb der Renchmündung war die Zerfaserung des Stromes in rascher Zunahme begriffen. In der badisch-bayerischen Strecke bestand der Hauptsache nach noch ein geschlossener und gewundener, von höheren Ufern begrenzter Lauf, doch mehrten sich auch hier die Anzeichen fortschreitender Verwilderung.

Auf Betreiben und nach Vorschlägen des badischen Oberbaudirektors Tulla wurde dem Oberrhein von Hüningen, nächst unterhalb Basel, bis nach Oppenheim mit zahlreichen Durchstichen ein kanalartiger Lauf gegeben. Die Kürzung beträgt nahezu 98 km, das sind 24 % der ursprünglichen Länge des Talweges von rund 410 km. Das neue, durch Parallelwerke und Uferdeckbauten begrenzte Bett faßt bordvoll die gewöhnlichen Hochwasser mit annähernd 2500 m³/Sek., etwa sechsmal mehr als bei Kleinwasser. Als Folge des kanalartigen Ausbaues zeigten sich 8 km abwärts Hüningen und bis in die Nähe der ehemaligen badischen Ortschaft Dettenheim, 2 km oberhalb Sondernheim (Abb. 1), auf einer Strecke von rd. 200 km wandernde Kiesbänke.

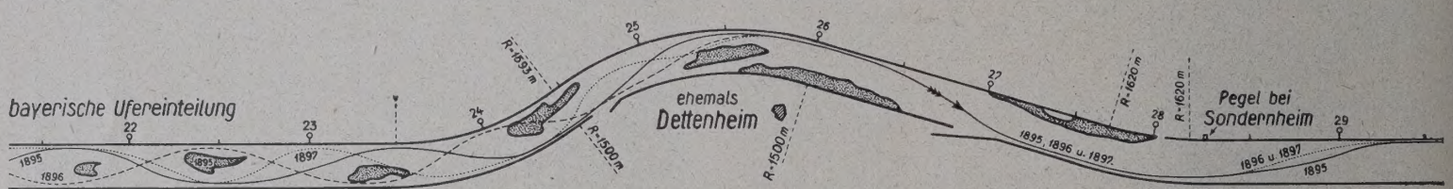


Abb. 1. Talweg des Rheins bei Dettenheim im September 1895, Dezember 1896 und November 1897 samt den Kiesbänken am 25. September 1895 bei 2,65 m a. P. Sondernheim.

In Abb. 2 ist das Ergebnis der während eines längeren Zeitraumes in den 1890er Jahren im Rheinquerschnitt bei Plittersdorf, 12 km oberhalb der elsässisch-bayerischen Grenze, vorgenommenen Peilungen dargestellt. Wie in dieser Abbildung, so stellte sich auf der vorbezeichneten Rheinstrecke mit wandernden Kiesbänken gleichfalls infolge des kanalartigen Ausbaues nach der Mitte des Strombettes eine höckerartige Erhöhung ein, die von der Geschiebebewegung unberührt blieb und über der Stromstrich und Talweg pendelten: kolkartige Vertiefungen längs der Ufer und hochgelegene Schwellen in den Übergängen. Bei solchem Zustande des Talweges konnte trotz guter Wasserführung und Gefällverhältnisse ein regelmäßiger Betrieb der Großschiffahrt nicht aufkommen.[2])

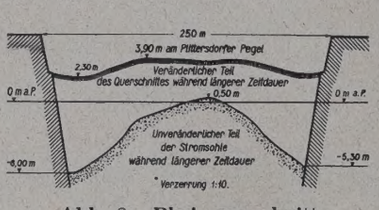


Abb. 2. Rheinquerschnitt bei Plittersdorf.

Nach Abb. 1 stößt bei Dettenheim die kanalartige Rheinstrecke mit wandernden Kiesbänken und pendelndem Talwege, wie sie vor

[1]) Schneider, Die Regulierung der korrigierten Oberrheinstrecke Sondernheim—Straßburg und die dabei angewandte Bauweise. „Die Bautechnik" 1925, Heft 12, S. 129 bis 141.

[2]) Abb. 2 ist der Abhandlung „Über die Verbesserung der Schiffbarkeit des Oberrheins von Mannheim bis Straßburg" entnommen, die im März 1895 Prof. Sayer von der Technischen Hochschule in Karlsruhe als Manuskript veröffentlicht hat. Er schlägt vor, das Niederwasserbett „durch Herstellung eines Gerippes, dessen Widerstandsfähigkeit größer ist als die angreifende Kraft des Wassers" festzulegen. Sonach sollte der Oberrhein wie ein Wildbach behandelt werden.

der Regulierung bestanden hat, unmittelbar an eine Strecke mit festliegendem Talwege und mit Kiesbänken, die bei Niederwasser trocken an das Ufer angeschlossen sind und flach abfallen; auch ist in der zuletzt genannten Strecke die Tiefe in den Kolkstrecken wesentlich kleiner und über den Schwellen wesentlich größer als in der oberhalb anstoßenden Strecke mit beweglichem Talwege. Die plötzliche Änderung in der Ausbildung des Strombettes wird durch die Grundrißform bedingt. Die gestreckten Ufer oberhalb Dettenheim können den Stromstrich nicht festhalten, und sonach ist in dem die Ableitung der gewöhnlichen Hochwasser dienenden Bette namentlich dem Niederwasser ein großer Spielraum gegeben. Dagegen findet der Stromstrich in aufeinanderfolgender Krümmung und Gegenkrümmung bei Dettenheim (S-förmige Windung) stets eine beharrende Führung, abgesehen von den geringen Schwankungen bei steigendem und fallendem Wasser. Weiter abwärts weisen die Krümmungshalbmesser wieder Längen bis zu 4500 m auf, außerdem sind zwischen den einzelnen Gegenkrümmungen gerade Strecken mit Längen bis zu fast 2 km eingeschaltet, so daß der Stromstrich seine beharrende Lage streckenweise verliert. Die größere Ungebundenheit in der Wasserbewegung hat wieder größere Unregelmäßigkeiten in der Bewegung und Lagerung der Geschiebe zur Folge. Diese Unregelmäßigkeiten machen sich für die Schiffahrt weniger fühlbar, da das Wasserspiegelgefälle stark abnimmt und bei gleichbleibender Normalbreite mit 240 m die Wassertiefen zunehmen. Bei ihrem oberen Ende findet die Rheinstrecke mit wandernden Kiesbänken einen ähnlichen Abschluß wie bei Dettenheim.

Nach den seit Tullas Zeiten an den süddeutschen Flüssen gewonnenen Erfahrungen hat nicht einmal die Landwirtschaft dem kanalartigen Ausbau der Flüsse besondere Gewinne zu verdanken. Für sie wie für alle sonstigen Unternehmungen in den Niederungen besteht der Wert der Flußverbesserung vorwiegend in der Herstellung eines geschlossenen Bettes mit festen Ufern, also in der Verbesserung der Abflußverhältnisse und in der Sicherung des Besitzstandes. Die Erfahrung lehrt, daß die Belange der Landwirtschaft und Schiffahrt durch den Ausbau eines den Eigenschaften des Gewässers entsprechend gewundenen und geschlossenen Flußlaufes am besten zu vereinigen sind.[3])

Bis lange in das vorige Jahrhundert hinein war eine Bauweise, mit der ein verwilderter, geschiebeführender Fluß nach einer gewundenen Laufrichtung hätte festgelegt werden können, weder bekannt noch erprobt, wie dies jetzt mit den Wolfschen Bauten in Verbindung mit Grundschwellen und mit den in den norddeutschen Flüssen schon lange erprobten, flach abfallenden Buhnen der Fall ist.[4]) Wenn auch mit einem gewundenen Stromlauf ein größerer Erfolg zu erzielen gewesen wäre, als er dem Werke Tullas beschieden war, so verdient dennoch das tatkräftige Eingreifen dieses hervorragenden Ingenieurs zur Abwendung der in den Rheinniederungen aufs höchste gestiegenen wirtschaftlichen und gesundheitlichen Not die Anerkennung der Fachgenossen und den Dank der Rheinanwohner.

Die Verbesserung der Schiffahrt oberhalb Sondernheim-Dettenheim wurde schon in den 1870er Jahren angeregt. Den ersten Vorschlag, der eine ernstliche Erwägung verdient hätte, machte der preußische Regierungs- und Baurat Opel.[5]) Nach ihm sollte die Verbesserung „mit den allerdings nicht besonders angeschriebenen, bescheidenen preußischen Buhnen“ versucht werden. Da aber die Herstellung von Buhnen in dem leicht beweglichen Bett für ausgeschlossen galt, so fand der Vorschlag keine Beachtung.

Mit einer für den Oberrhein geeigneten Bauweise habe ich mich bereits in den 1880er Jahren eingehend beschäftigt, und ich kam damals an Hand der Ergebnisse baulicher Versuche zu bestimmten Vorschlägen über eine Verbesserung der Schiffbarkeit. Meine Versuche gehen bis in das Spätjahr 1877 zurück, zu welcher Zeit mir die Leitung der Neubauten im Strombezirk Germersheim mit weitgehender Selbständigkeit übertragen wurde. Schon kurz nach Beginn meiner Bautätigkeit beobachtete ich gelegentlich der Herstellung eines Parallelwerkes in km 26,5, am linkseitigen Hohlufer gegenüber Dettenheim (Abb. 1), daß sich mit der Verflachung der Uferböschung der Ort der größten Wassertiefe im Talweg von dem Fuße der Böschung entfernt und die Tiefe selbst abnimmt. Während die älteren, mit losen Steinen überdeckten Uferbauten selten mehr als $1^1/_2$fach abgeböscht und in den Kolkstrecken die größten Tiefen im Talwege hart am Fuße der Böschung zu finden waren, genügte schon eine dreifache Verflachung, diese Tiefen auf 10 bis 12 m vom Böschungsfuße abzudrängen. Die Versuche ergaben sonach, daß die Bewegung und Lagerung der Geschiebe nicht allein von der Grundrißform der Ufer, sondern auch von der Böschungsanlage der Ufer beeinflußt wird, und durch eine Vereinigung beider Maßnahmen eine gute Modellierung der Niederwasserrinne in den kanalartigen Flüssen zu erzielen ist.

Weitere Versuche unternahm ich 1880 und 1881 gelegentlich des Abschlusses des Lingenfelder Altrheins bei Germersheim, bei dessen Herstellung sich äußerst ungünstige, die Bauausführung erschwerende, die Versuchsarbeiten dagegen sehr lehrreich gestaltende Stromverhältnisse einstellten. Es gelang, die Grundschwellen, mit denen die Strömung von der Baustelle abgedrängt wurde, über der leicht beweglichen Sohle mit Senkfaschinen herzustellen. Die Mannschaft auf den Senkfaschinenschiffen vermochte nach kurzer Anweisung die Senkstücke bei Wassertiefen bis zu 12 m und mitten im Strome nach ihrem planmäßigen Orte hin einzuwerfen. Somit war ein Bauverfahren erprobt, mit dem sich beliebige Eingriffe in das Strombett ermöglichen ließen. Ich war überzeugt, daß es eine einfache, mit keinerlei Wagnis verbundene Sache sein müßte, dem Stromstrich eine die gute Ausbildung der Niederwasserrinne gewährleistende, beharrliche Lage zu geben.[6])

Meiner vorgesetzten Stelle unterbreitete ich 1884 den Vorschlag, die damals geplante Verbesserung des Talweges bei Germersheim, statt mit einem durch eine teuere Buhne an das 30 m hinter der Normallinie gelegene feste Ufer anzuschließenden Parallelwerk durchzuführen, mit Grundschwellen zu versuchen, die allmählich entsprechend der jeweiligen Talwegbildung zu flach abfallenden Buhnen auszubauen waren. Die vorgeschlagene Bauanlage sollte nach meinen Angaben der Erprobung einer Bauweise zur Verbesserung der Schiffbarkeit des Oberrheins dienen. Meine Anregung blieb unbeachtet.[7])

Nach solcher Erfahrung trat ich an die Öffentlichkeit. In einer Abhandlung „Die Strombettregulierung des Oberrheins und der Schiffahrtkanal Straßburg—Ludwigshafen“ (Deutsche Bauztg. 1885, S. 355) hob ich als ein Hauptergebnis meiner Beobachtungen hervor: „Die Lösung der Aufgabe besteht darin, daß durch Einbauten dem Strome die Möglichkeit abnormer Tiefenbildung genommen und er damit zu einer regelmäßigen Bewegung des Wassers und der Geschiebe veranlaßt wird.“ [8]) Über die Art der Verwirklichung dieses Grundsatzes und die Bestimmung der durch Regulierung zu erreichenden Verbeserung der Niederwasserrinne veröffentlichte ich 1887 in der Deutschen Bauztg. eine Abhandlung „Ausbau der Ufer des Oberrheins zwischen Straßburg und Mannheim zur Verbesserung der Wasserstraße“ mit drei Abbildungen auf S. 424. Diesen Gegenstand habe ich späterhin wiederholt besprochen nach einem 2 km oberhalb Maxau gelegenen Rheinquerschnitt, den ich samt den Oberflächengeschwindigkeiten am 3. XI. 1887 bei 3,24 m am Maxauer Pegel aufgenommen hatte. Dieser Wasserstand lag nur 4 cm über dem Stande, der nach der Ermittlung von 1885 einem Rheinstande von 1,50 m Kölner Pegel entsprach und bei dem eine Fahrtiefe von 2 m gefordert wurde.[9])

Nach Abb. 3 soll das Niederwasserbett durch den beiderseitigen Einbau von Buhnen derart umgeformt werden, daß in der neuen Niederwasserrinne bei 3,24 m Pegelstand die gleiche Wassermenge abfließt, die für den ursprünglichen Querschnitt berechnet wurde. Nach den am Oberrhein zahlreich vorgenommenen Geschwindigkeitsmessungen ließen sich die den einzelnen Wassertiefen entsprechenden Oberflächengeschwindigkeiten für die Messungstelle mit Sicherheit ermitteln. Die Berechnung ergab:

Hauptrinne	358 m²,	584 m³/Sek.,	1,63 m/Sek. mittl. Geschw.
Nebenrinne	70 „	80 „	1,14 „ „ „
Zusammen	428 m²,	664 m³/Sek.,	1,55 m/Sek. „ „
Nach Ausbau flacher Ufer	433 m²,	663 m³/Sek.,	1,53 m/Sek. mittl. Geschw.

Durch die Umformung des Querschnittes vom 3. XI. 1887 ist bei 3,20 m am Maxauer Pegel eine Fahrtiefe von 2,0 m auf 95 m Breite zu gewinnen. Nach Abb. 3 fällt die Krone der Buhne von der Höhe des mittleren Jahreswasserstandes aus mit 1:6 ab. Bei der Bauausführung jedoch würde der Abfall mit etwa 1:3 beginnen und nach

---

[3]) Faber, Die Regulierung geschiebeführender Flüsse auf Niederwasser. Süddeutsche Bauztg. 1898.

[4]) Faber, Die Wolfschen Bauten zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 14 vom 27. III. 1925.

[5]) Opel, Die Regulierung des Oberrheins. Deutsche Bauztg. 1878, S. 189 u. 190.

[6]) Faber, Denkschrift über die Verbesserung der Schiffbarkeit der bayerischen Donau und über die Durchführung der Großschiffahrt bis nach Ulm. München 1905. S. 61 bis 66 und Blatt VII.

[7]) Donau-Denkschrift 1905, S. 85 bis 87 und Blatt VIII.

[8]) Donau-Denkschrift 1905, S. 73, r. Sp., 2. Abs.

[9]) Der Rheinquerschnitt bei Maxau und seine Umformung wurden zum ersten Male veröffentlicht auf S. 35 des Berichtes über die Hauptversammlung des Bayerischen Vereins für Binnenschiffahrt am 31. V. 1896, auf der ich vorgetragen hatte: Über den natürlichen und künstlichen Bau geschiebeführender Flüsse mit besonderer Berücksichtigung einer Regulierung des Oberrheins zum Zwecke der Schiffahrt. Vergl. auch Faber, Über neuere Methoden des Flußbaues. Danubius, Wien 1897; sodann die Donau-Denkschrift 1905, S. 81 u. 82 und Marquardt, Die Methoden des Flußbaues. Berlin 1922. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. S. 7.

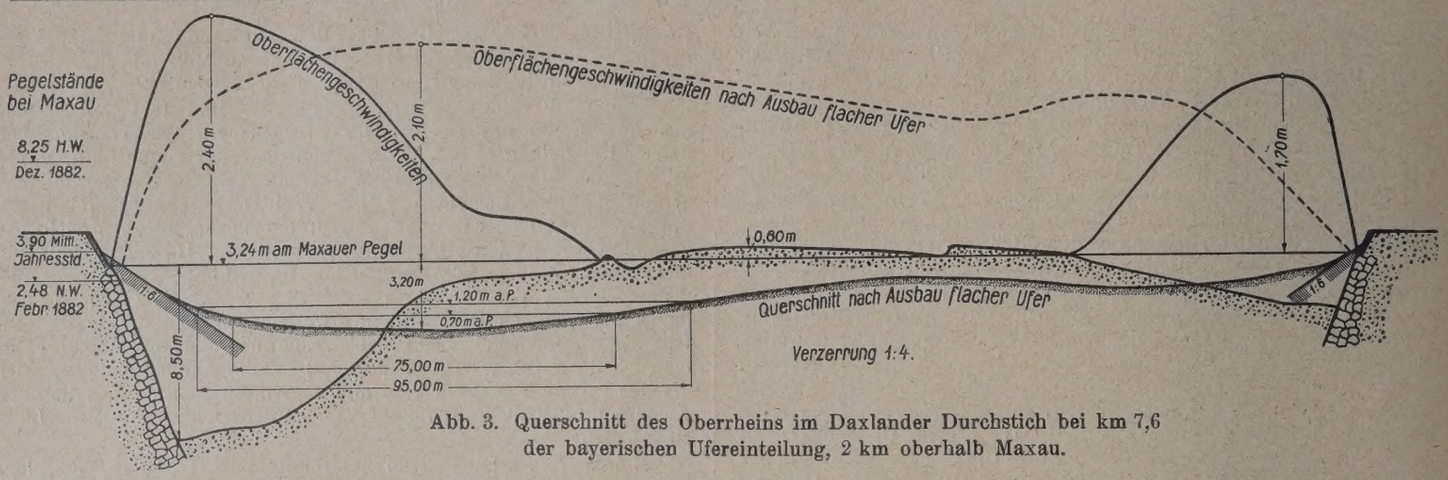


Abb. 3. Querschnitt des Oberrheins im Daxlander Durchstich bei km 7,6 der bayerischen Ufereinteilung, 2 km oberhalb Maxau.

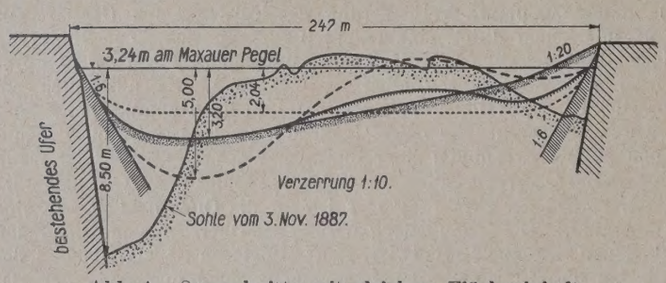


Abb. 4. Querschnitte mit gleichem Flächeninhalt 433 m² unter 3,24 m a. P. Maxau.

der Tiefe zu abnehmen zur Verstärkung der günstigen Einwirkung auf die Umbildung der Sohle.

Die Willkür in der Bestimmung der Umgrenzungslinie der neuen Querschnittfläche ist beschränkt, da der zwischen den flach abfallenden Buhnen beharrende Stromstrich eine langsame Zu- und Abnahme der Geschwindigkeiten im Querschnitt und Längenschnitt und somit auch eine flache Abböschung der Kiesbänke bedingt. Deshalb läßt sich nach der Form der Querschnitte mit gleichem Flächeninhalt in Abb. 4 annehmen, daß sich zwischen den Buhnen ein Querschnitt mit 5 m Tiefe bei Niederwasser, die eine steil aufsteigende Sohle bedingen würde, nicht ausbilden kann.

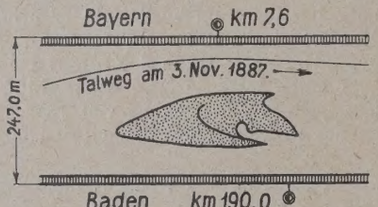


Abb. 5. Lageplan der Messungstelle.

Hinsichtlich der Ausführung der Regulierung ging ich davon aus, daß an jeder Stelle eines kanalartigen Flusses eine S-förmige, die Beharrung des Stromstriches sichernde Windung ohne Schädigung des Flusses bestehen kann. Dies zeigt nicht allein das Verhalten des Rheins bei Hüningen und Dettenheim, sondern noch auffallender die obere Donau abwärts Ulm durch den häufigen Wechsel zwischen kanalartig ausgebauten Strecken mit wandernden Kiesbänken und S-förmig gewundenen Strecken mit beharrendem Stromstrich.[10]) Sodann ist unter Berücksichtigung des Grundsatzes, daß die Lage des Stromstriches von dem Grade der Verflachung des anliegenden Ufers abhängt, durch Buhnen mit entsprechend geformtem Abfall eine gewundene, der Schiffahrt günstige Strombahn festzulegen und die Fahrrinne gleichsam zu modellieren. Bei stärkerem Wasserspiegelgefälle, das allenfalls einen der Schiffahrt nachteiligen Anfall der Strömung an das Ufer beim Wechsel des Überganges veranlaßte, wäre das abgeflachte Ufer auf die sicher nur kurze Strecke vollwandig auszubauen. Nach Abb. 3 wird das Strombett zur Erfüllung der Forderung hinsichtlich der Breite und Tiefe der Fahrrinne nicht eingeschnürt, die Erosion also nicht verstärkt. Sogar in dem in einer Kolkstrecke gelegenen Querschnitte geht infolge des Ausbaues die größte bei Niederwasser gemessene Geschwindigkeit mit 2,40 m auf 2,10 m zurück. Die mittlere Geschwindigkeit bleibt unverändert.

Willgerodt, später ein eifriger Förderer der Rheinregulierung, überreichte 1888 dem III. Internationalen Binnenschiffahrtkongreß zu Frankfurt a. M. eine Abhandlung: „Die Schiffahrtverhältnisse des Rheins zwischen Straßburg und Lauterburg. Ein Beitrag zur Entscheidung der Frage über die Notwendigkeit eines oberrheinischen Schiffahrtkanals." Er schreibt darin: „Zweifellos würde die Ausbildung sehr flacher Ufer nicht unwesentlich zu gleichmäßigerer Gestaltung der Sohle beitragen, weil die Ablenkung der gegen die Ufer gerichteten Strömung unbedingt eine mildere würde. Die Schwierigkeit liegt nur in der Schaffung und Erhaltung der Ufer." (Der Sperrdruck ist von mir veranlaßt.) Nun war aber durch meine in den Jahren 1877 bis 1881 am Oberrhein vorgenommenen und Willgerodt nicht unbekannt gebliebenen Versuche die Möglichkeit der Schaffung und Erhaltung flach geböschter Ufer erwiesen. Leider aber hatten die damals am Oberrhein maßgebenden Flußbau-Ingenieure nicht selbst Bauten in geschiebeführenden Flüssen ausgeführt und sich wohl auch niemals mit der Peilstange in der Hand überzeugt, wie leicht das bewegliche Bett im Oberrhein durch eine einfache, nicht übermäßig stauende Anlage umzuformen ist. Ich schrieb daher am Schlusse meiner bereits genannten Abhandlung von 1887 zu einer Zeit, in der ich am Oberrhein nicht mehr praktisch tätig war: „Mit dem geringen Betrage von 10 000 Mark ließe sich auch dem Ungläubigsten die Durchführbarkeit und Zweckmäßigkeit des vorgeschlagenen Ausbaues der Ufer beweisen." Meine Anregung wurde verspottet, und weiterhin wurde in ähnlichem Sinne gestritten, wie bei der bekannten Frage, ob ein lebender Fisch schwerer sei als ein toter. Daher auch späterhin die Verblüffung über den raschen Erfolg der Regulierung.

Mit einer Abhandlung „Der Deutsche Oberrhein als Schiffahrtstraße" in Nr. 292 der „Allgemeinen Zeitung" (München) vom 20. X. 1888 trat ich Willgerodt entgegen. Ich zeichnete „F., Karlsruhe", da ich damals in Karlsruhe dienstlich tätig war. Nach dieser Veröffentlichung wurde Honsell von höchster Stelle aus veranlaßt, sich gutachtlich über die Möglichkeit und Zweckmäßigkeit einer Regulierung zu äußern. Es erschien sodann 1890 im Zentralblatt der Bauverwaltung seine Abhandlung „Die Wasserstraße zwischen Mannheim-Ludwigshafen und Kehl-Straßburg — Kanal oder freier Rhein?", in der sich Honsell für eine Regulierung aussprach.

Endlich im Jahre 1895 wurde, wie Schneider a. a. O. mitteilt, gemäß Beschluß der Rheinuferstaaten Baden, Bayern und Elsaß-Lothringen Honsell mit der Aufstellung eines Entwurfs über die Regulierung der Rheinstrecke Sondernheim—Straßburg betraut. Bei einer Besprechung der einschlägigen Referenten über den Honsellschen Entwurf von 1897 stellten sich grundsätzliche Meinungsverschiedenheiten zwischen Honsell und Willgerodt heraus. 1898 übermittelte Willgerodt einen Abänderungsvorschlag den beteiligten Regierungen.

Auch Honsell und Willgerodt wollten die regulierte Niederwasserrinne mit Buhnen nach einer gewundenen Richtung festlegen. Willgerodt fand jedoch im Bestreben, möglichst wenig schroff in das Stromregime einzugreifen, die von Honsell vorgesehene Streckung der Niederwasserrinne durch Abminderung der Anzahl der Übergänge von 91 auf 46 zu weitgehend. Er befürchtete eine unzulässige Verstärkung der Schubkraft des abfließenden Wassers und nahm 57 Übergänge an. Meines Erachtens war auch diese Mehrung nicht ausreichend. Leider fehlt hier der Raum, den Einfluß der Grundrißform auf die Ausbildung der Fahrrinne eingehender zu besprechen.[11]) Ebenso äußerte Willgerodt schwerwiegende Bedenken gegen die am oberen Ende der Regulierungsstrecke vorgesehene, den Strom von einem zum anderen Ufer durchquerende Senkfaschinenschwelle. Sie hätte nach kurzem Bestande die Schiffahrt über Straßburg hinaus gesperrt. Honsell hatte das bei Dettenheim bestehende Muster eines Abschlusses gegen eine Strecke mit wandernden Kiesbänken nicht beachtet.

[10]) Donau-Denkschrift 1905, S. 70 bis 76, Blatt IV, V u. VI.

[11]) Vergl. „Die Regulierung der ungarischen oberen Donau". Nach einem Vortrag von Emil Schick in Preßburg besprochen von Eduard Faber in München. Süddeutsche Bauztg. 1912, S. 73 bis 76.

Bei der Festlegung der Niederwasserrinne trachtete Willgerodt darnach, der natürlichen Form gut ausgebildeter Stromstrecken nahezukommen. Jedoch bestimmte er ebenso wie Honsell die Breite und Tiefe der Fahrrinne innerhalb der ausgebauten Niederwasserrinne nach einem trapezförmigen Querschnitt und mit der Ganguillet-Kutterschen Formel. Dadurch kamen beide zu einem gewaltsameren Eingriff in das Strombett, als ihn die Stromverhältnisse erfordern. Diese Bestimmungsart des neuen Querschnitts fand auch bei der Ausführung der Regulierung Sondernheim—Straßburg Anwendung.

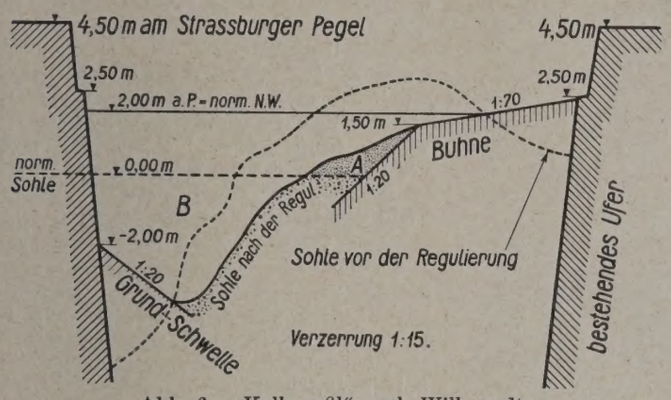


Abb. 6. „Kolkprofil" nach Willgerodt.

Wäre die von Honsell und Willgerodt angewandte Berechnung zutreffend, dann müßte im „Kolkprofil" (Abb. 6) nach der den Einbauten entsprechenden Ausbildung der Stromsohle die unterhalb der normalen, wagerechten Sohle abfließende Wassermenge gleich jener sein, die sich für den über der wagerechten Sohle gelegenen und durch Aufkiesung versperrten Teil des trapezförmigen Querschnittes berechnet. Da jedoch die Fläche *B* etwa sechsmal größer ist, als die Fläche *A*, so beweist dies allein schon eine zu starke Verengung des neuen Querschnittes durch die mit ihrem Kopfe weit in das Strombett hineinragende Buhne: Der Strom arbeitet übermäßig nach der Tiefe auf Kosten der Breite. Daher war wohl auch nach einer Sohlenaufnahme vom April 1923 in der von Baden ausgeführten, 46 km langen Regulierungsstrecke aufwärts von Sondernheim die entwurfsgemäße Fahrwasserbreite an einer größeren Anzahl von Stellen noch nicht erreicht.[12]) Die auf große Längen über Niederwasser aufragenden Kronen der Buhnen sind bei höheren Wasserständen heftigen Angriffen durch die Strömung, durch Geschiebe und Eis ausgesetzt. Da außerdem die regulierte Niederwasserrinne keine starre Form besitzt, so werden späterhin die infolge von Erhöhungen oder Vertiefungen der Stromsohle streckenweise notwendigen Änderungen in der Bauanlage zur Verbesserung des Talweges durch die Form der Buhnen erschwert werden.[13])

Von der zwischen Sondernheim und Straßburg angewandten Bauweise unterscheidet sich mein Vorschlag aus den 1880er Jahren im wesentlichen dadurch, daß ich einen unmittelbar von dem bestehenden Ufer ausgehenden und nach der Tiefe zu allmählich schwächer werdenden Abfall der Buhnen vorgesehen habe. Damit sollte auch in den Kolkstrecken bei geringerer Wassertiefe ein schalenförmiger Anschluß der Sohle an die Buhnen erzielt werden.[14]) Dagegen wurden nach den Bauentwürfen von Honsell und Willgerodt die jeweils in der planmäßig bestimmten Strombahn liegenden Kolke durch ein Anpressen der Niederwasserrinne an das bestehende Ufer festgehalten, die Kolke um ein verhältnismäßig geringes Maß durch Grundschwellen verbaut und sonach die dreieckförmige Ausbildung der Querschnitte in den Kolkstrecken weiterhin ermöglicht.

Welche Unterschiede nun auch bestehen mögen, soviel ist sicher: Bei einer entsprechenden Würdigung der von mir in den 1880er Jahren gegebenen Anregung zur Vornahme baulicher Versuche stände der Oberrhein schon längst dem regelmäßigen Verkehr der Großschiffahrt offen.[15])

Der beschleunigte Ausbau einer leistungsfähigen Wasserstraße über Straßburg hinaus und zunächst bis Basel ist eine vordringliche Aufgabe. Der Erfolg der Regulierung Sondernheim—Straßburg hat auch der Allgemeinheit bewiesen, daß im offenen Rheinstrom eine so hochwertige und die Verkehrsbedürfnisse der an der Rheinschiffahrt beteiligten Staaten so befriedigende Wasserstraße geschaffen werden kann, wie dies niemals durch eine Kraftwasserstraße Basel—Straßburg möglich wäre. Gegenüber den volkswirtschaftlichen Werten der bedeutendsten Binnenwasserstraße Europas kommt der Wert der Wasserkräfte, die zwischen Basel und Straßburg zu gewinnen wären, nicht in Betracht und zudem würde die Leistung der Schiffahrt in einer Kraftwasserstraße gegenüber der in der offenen Rheinstraße wesentlich herabgemindert werden. Auch würde sich der geschiebeführende, von gewaltigen Hochwasserkatastrophen heimgesuchte Oberrhein hinsichtlich seiner Wasserführung und Wasserableitung nicht ohne weitgehende und tief einschneidende Nachteile derart umstellen lassen, wie dies für eine Kraftwasserstraße Basel—Straßburg notwendig wäre. Namentlich würden die Grundwasserverhältnisse in den Rheinniederungen schädlich beeinflußt, und der Rhein, der bei Niederwasser nur etwa 50 m³/Sek. abzuführen hätte, würde in einen gräßlichen Zustand versetzt werden. Das Strombett käme je nach dem Stande des Grundwassers streckenweise trocken zu liegen. Es bestände daher während einer längeren Zeit des Jahres eine die Abwässer aus dem beiderseitigen Gelände aufnehmende Kieswüste mit Seuchen erregenden Ausdünstungen.

Die Rheinstrecke Basel—Straßburg wurde verhältnismäßig weniger stark gekürzt als die Strecke Straßburg—Sondernheim und ist daher noch leichter zu regulieren als diese, wenn auch voraussichtlich zur Förderung der Bauarbeit das weniger bewegliche, grobe Geschiebe durch Bagger vielfach aufzulockern wäre. Da aber die Regulierung darauf hinausgehen muß, das möglichst zurückzugewinnen, was der Oberrhein infolge seiner übermäßigen Kürzung im vorigen Jahrhundert gegenüber dem Ergebnis bei einer naturgemäßen Behandlung an Schiffbarkeit eingebüßt hat, so sollte man unter Ausnutzung der auf der Regulierungsstrecke Straßburg—Sondernheim gemachten Erfahrungen ein noch größeres Maß von dem Erreichbaren anstreben, als es in der vorgenannten Strecke gewonnen wurde. Ich möchte daher in Anbetracht der vorstehenden Ausführungen vorschlagen, einen weniger gewaltsamen Ausbau der Schiffahrtrinne durch bauliche, in kurzer Zeit durchführbare Versuche zu bestimmen. Auch wäre der Versuch zu empfehlen, mit den rasch wirkenden Stauwänden Wolfscher Art die Umbildung der Niederwasserrinne zu unterstützen. Der Umstand, daß mit den Regulierungsarbeiten an zahlreichen Stellen zugleich eingesetzt werden kann, wäre zur Abkürzung der Bauzeit möglichst auszunutzen. —

Bei der Ausarbeitung dieser Abhandlung hat mich Herr Dr.-Ing. Erwin Marquardt, Stuttgart, durch wertvolle Anregungen wesentlich unterstützt, wofür ich ihm auch an dieser Stelle herzlich danke.

[12]) Spieß, Die Regulierung des Rheins zwischen Straßburg und Basel mit einer kurzen Beschreibung der Regulierung unterhalb Straßburg. „Deutsche Wasserwirtschaft" 1925, Nr. 2 u. 3, S. 39 l. Sp.

[13]) Ein außergewöhnlich schlecht ausgebildeter Übergang in dem übermäßig breiten Innbett bei Oberaudorf wurde 1900 nach meinem Entwurf durch Buhnen reguliert, ähnlich wie sie späterhin am Oberrhein ausgeführt wurden. Die besonderen Flußverhältnisse bedingten die für den Inn vorgesehene Anlage. Donau-Denkschrift 1905, S. 78, Blatt VI.

[14]) Über die Möglichkeit, trotz der als Regel geforderten starken Abflachung der Ufer oder Buhnen den Bedürfnissen der Schiffahrt hinsichtlich der Ländeplätze und Hafenanlagen entsprechen zu können, vergl. S. 26 des Berichtes des Bayerischen Vereins für Binnenschiffahrt von 1896, außerdem Süddeutsche Bauztg. 1912, S. 74 u. 75.

[15]) Vergl. Faber, Über bauliche Versuche zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse. Süddeutsche Bauztg. 1922, S. 153 bis 156. Sodann: Der Oberrhein als Schiffahrtstraße. Bauzeitung (Stuttgart) 1924, S. 44 bis 47.

Alle Rechte vorbehalten.

Die holländische Holzpfahlramme.

Von Dipl.-Ing. **K. E. Schonnopp** der „Siemens-Bauunion".

In Holland, wo man im Küstengebiet jegliches Bauwerk auf Pfähle setzen muß, wo z. B. die ganze ältere Stadt Amsterdam gleichsam auf einem unterirdischen Walde steht und wo zur Gründung des Zentral-Bahnhofes in Amsterdam oft bis zu 26 m lange Pfähle in Abständen von nur etwas mehr als Pfahldicke voneinander gerammt werden mußten, spielt die Frage einer zweckmäßigen Ramme naturgemäß eine große Rolle.

Für die dort vorliegenden Verhältnisse darf man sie nicht schwerer als gerade nötig bauen, um sie auch auf dem „slapsten" Boden gebrauchen zu können; sie muß leicht verstellbar sein, da bei der meist großen Anzahl der zu schlagenden Pfähle nur ein Mindestmaß von jeweiliger Umstellarbeit ein wirtschaftliches Arbeiten ermöglicht, und sie muß zweckmäßig so gebaut sein, daß man sie sowohl auf dem Lande gebrauchen kann, als auch ohne große Schwierigkeit auf einem Prahm, zum Rammen vom Wasser aus.

Alle diese Erfordernisse erfüllt nun die holländische Holzpfahlramme leicht und vollkommen, und dabei ist sie kein verzwicktes Gerät, sondern im Gegenteil eigentlich die Urform eines Ramm-

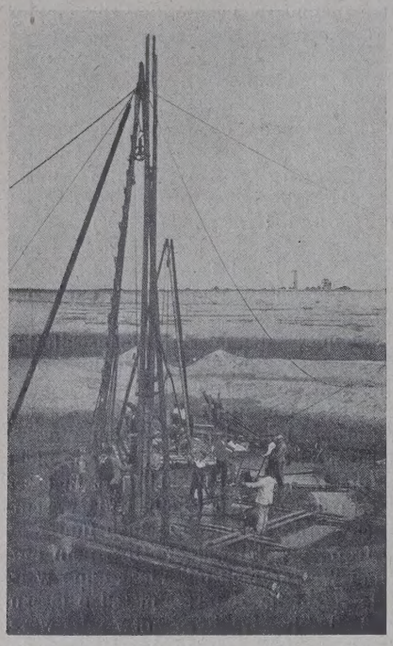


Abb. 1.
Rammen unter gleichzeitigem Spülen.

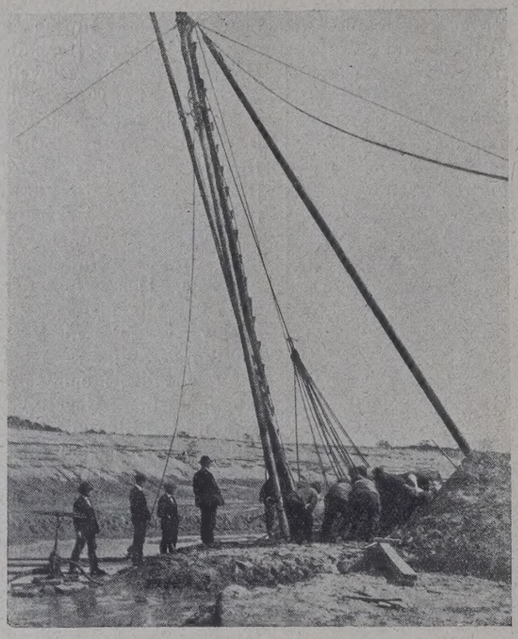


Abb. 2.
Rammen eines Schrägpfahles.

gerüstes. Ein hölzerner Dreibock aus meistens 18 bis 20 m langen Beinen, von denen zwei am oberen Ende mit Bügel und Tau zusammengehalten werden, während das dritte Bein, die „achterpoot", mit einem Bolzen befestigt wird, ist das ganze Rammgerüst, das dann zur größeren Standfestigkeit mit vier Tauen verankert wird. Die drei Beine endigen unten in eisernen Dornen und haben etwa in einem Abstande von 60 bis 70 cm davon ein Loch, durch das man zum Versetzen des Beins eine Brechstange steckt. Als Läuferruten dienen zwei Maste von etwa 20 m Länge, die durch einen brillenartigen Bügel am Bock gehalten werden. Zwischen diesen Läuferruten hängt dann der Bär, ein bis 1200 kg schwerer eiserner Fallblock mit oben und unten je zwei hölzernen Querbalken, die die Führung in den Läuferruten gewährleisten.

Als Antrieb der Ramme wird nur in seltenen Fällen Handkraft genommen. — Abb. 1 zeigt einen solchen Ausnahmefall, wo zum Rammen von nur 16 kurzen Pfählen die Schwierigkeiten, einen Dampfkessel und eine Seilwinde in eine Baugrube, die bereits 10,5 m ausgeschachtet war, zu bringen, in keinem Verhältnis gestanden hätten zu dem zu erwartenden Vorteil des maschinellen Arbeitens. — Meistens wird ein Dampfkessel oder ein Elektromotor mit einer Seilwinde auf einem eisernen Untergestell auf vier kleinen eisernen Rädern, die auch um eine Achse senkrecht zur Plattform des Untergestells drehbar sind, hinter dem Rammgerüst aufgestellt.

Die Bedienung ist dann eine äußerst einfache. Der Maschinist ist meistens zugleich der eigentliche Rammeister, der also die Seilwinde bedient, und zwei oder drei weitere Leute sorgen für das Anschlagen des Pfahles und seine gute Führung, wofür sie meistens noch eine Brechstange zwischen Pfahl und Läuferrute klemmen.

Beim Versetzen der Rammstellung packt je ein Mann eine der Brechstangen, die durch die drei Beine gesteckt sind, und man setzt nacheinander die Beine um, die mit den Dornen auf Bohlen stehen. Ähnlich geschieht es mit der Dampfwinde, deren Räder ebenfalls auf Bohlen laufen; diese haben im Radkranz Löcher, und mittels Brechstangen bewegt man sie weiter.

Daß ein solches Rammgerüst ohne große Schwierigkeiten auch auf einem Prahm aufgestellt werden kann, leuchtet ohne weiteres ein. Auch ist aus der Art der Befestigung der einzelnen Konstruktionsglieder des Rammgerüstes untereinander sofort ersichtlich, daß dem Rammen von Schrägpfählen keinerlei Schwierigkeiten im Wege stehen. Abb. 2 zeigt dasselbe Rammgerüst wie Abb. 1, und zwar beim Rammen eines Schrägpfahles unter einer Neigung von etwa 1 : 4. Aus der Art des holländischen Bodens heraus werden die Pfähle nicht nur allein gerammt, sondern es wird meistens erst vorgespült. Die Aufhängung der Spüllanze ist, wie aus Abb. 1 zu ersehen ist, sehr einfach möglich.

Die Arbeitsleistungen mit dieser Holzpfahlramme sind recht gut. In Amsterdam z. B. konnte beobachtet werden, daß eine Rammbesetzung von fünf Mann, die sich dann auch noch die Pfähle aus etwa 50 m Entfernung heranholte, in acht Arbeitsstunden etwa 20 Pfähle von 12 bis 14 m Länge rammte. Der Boden bestand aus Moor und abwechselnden Ton- und Sandschichten.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Ausführung massiver Staumauern.

Von Regierungsbaurat **Momber**, Goslar.

Trotz vieler Vorschläge in neuerer Zeit, die massiven Schwergewichtstaumauern durch andere Bauarten zu ersetzen, kommen jene bei der Anlage von Talsperren immer noch in erster Linie in Frage.

Die größte Höhe der massiven Mauern ist in den letzten Jahrzehnten außerordentlich gestiegen. Während die höchsten Mauern in Deutschland vor dem Weltkriege nur etwa 40 bis 60 m hoch waren, ist zurzeit die Schwarzenbachsperre mit einer größten Höhe von 65 m im Bau, andere von 70 bis 90 m Höhe und mehr sind geplant. Im Auslande sind schon Mauern von 100 m und mehr zur Ausführung gekommen, man plant in Amerika im Colorado-Strom sogar eine massive Mauer von 220 m Höhe. [1])

Die Anschauungen über die Querschnittsform, die Berechnungsart, die zulässigen Spannungen, die Ausführung der Entlastungsanlagen, die zu wählenden Baustoffe usw. sind in den letzten Jahrzehnten erheblichen Änderungen unterworfen gewesen. Auch jetzt kann von festen Regeln, nach denen die Mauer zu berechnen und auszuführen wäre, noch nicht gesprochen werden. In Frankreich hat der Minister der öffentlichen Arbeiten eine Anweisung über die Entwürfe und Bauausführungen von hohen Schwergewicht-Talsperrenmauern vom 19. Oktober 1923 erlassen, der als Anlage ein Gutachten des Generalrats der Brücken und Wege beigefügt ist („Deutsche Wasserwirtschaft" 1924, Heft 5, S. 146 u. f., ferner „Die Bautechnik" 1924, Heft 35 u. 36, S. 382 u. 390). In diesem Gutachten sind eine Reihe von Leitsätzen enthalten. In Italien sind vor einigen Jahren amtliche Bestimmungen für den Bau von Talsperren („Der Bauingenieur" 1924, Heft 23, ferner „Die Bautechnik" 1925, Heft 28, S. 388) herausgegeben.

In Preußen ist eine „Anleitung über den Bau und Betrieb von Talsperren" als Anlage zur III. Ausführungsanweisung zum Wassergesetz vom 7. April 1913 herausgegeben. Die Anleitung enthält aber nur Angaben allgemeiner Art.

Die Hauptanforderung, die an die Ausbildung und Ausführung der Staumauer gestellt werden muß, ist die einer vollkommenen Sicherheit, die jedoch nicht so übertrieben werden darf, daß unnötig hohe Aufwendungen dafür gemacht werden müssen.

Die massiven Schwergewichtmauern, von denen hier nur die Rede sein soll, werden so bemessen, dass eine etwaige Krümmung im Grundriß bei der Berechnung der Spannungen nicht berücksichtigt wird. Sämtliche deutschen Schwergewichtmauern haben einen gekrümmten — meist kreisförmigen — Grundriß, wobei als Krümmungshalbmesser etwa die Talbreite in Kronenhöhe gewählt wird. Die gekrümmte Grundrißform soll das Bilden von wilden Rissen bei Temperaturänderungen in der Mauer und bei wechselnder Belastung der Mauer durch wechselnden Wasserdruck verhindern. Die Mauer kann Bewegungen machen, wobei geringe Biegungsspannungen auftreten. Wenn in der Mauer durch Abkühlung Risse entstehen, so können diese durch steigenden Wasserdruck geschlossen werden. Im allgemeinen hat sich die gekrümmte Form bei den aus Bruchsteinmauerwerk hergestellten Mauern bewährt und zum Schutz gegen das Eindringen von Wasser bei hohem Wasserdruck beigetragen. Wenn bei neueren Mauern Dehnungsfugen angeordnet werden, ist die gekrümmte Form nicht mehr von derselben Bedeutung, und man wird von ihr absehen dürfen. Die gekrümmte Grundrißform kann schädlich sein, wenn die auf den Talseiten vorhandenen Widerlager talwärts divergieren, da dann durch die Krümmung das Bestreben der Mauer, bei hohem Wasserdruck an den Hängen talwärts zu gleiten, verstärkt wird. Bei einem Konvergieren der Höhenkurven talabwärts darf die gekrümmte Grundrißform auf jeden Fall empfohlen werden. Wenn die Ausführung der Mauer aber durch die gekrümmte Form wesent-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 19, S. 259.

lich verteuert wird, was bei Gußbeton wegen der höheren Kosten für die Schalung und für das Einbringen des Betons der Fall sein kann, wird man bei Anordnung von Dehnungsfugen unbedenklich von der gekrümmten Grundrißgestaltung absehen können. Das französische Gutachten enthält den Leitsatz: „Die Bogenform im Grundriß ist im allgemeinen nicht zu empfehlen, sie kann jedoch zweckmäßig sein, wo die topographische Beschaffenheit des Tals an der Baustelle durch Anwendung der Bogenform die Verhältnisse für das Fundament verbessert und die Baukosten zu verringern ermöglicht". Die amtlichen italienischen Bestimmungen sagen: „Die Sperre kann im Aufriß gekrümmte Anordnung haben überall da, wo dies angängig ist. Die geraden Sperren — mit Ausnahme gewisser durch Höhe und Breite bedingter Spezialfälle — sind mit Dehnungsfugen zu versehen."

Bei Sperren aus Beton wird man auch bei gekrümmtem Grundriß zweckmäßig Dehnungsfugen vorsehen mit Rücksicht auf die erheblichen zu erwartenden Temperaturspannungen. Die Anordnung von Dehnungsfugen auch bei gewölbten Betonsperren erscheint auch wegen der mehr oder weniger starken Einspannung des Sperrenkörperfußes in den dichten Felsuntergrund angebracht, durch die die Bewegungsmöglichkeit der gewölbten Mauer beeinträchtigt wird.

Die Krone der Mauer muß so hoch liegen, daß ein Überströmen der Mauer bei höchstem Wasserstande infolge Wellenschlages nicht eintreten kann. Die Höhe des Wellenschlages wird bis zu einem gewissen Grade von der Wassertiefe oberhalb der Mauer abhängen, bei hohen Mauern aber vor allem von der Grundrißgestaltung des Beckens oberhalb der Sperrstelle. Wenn der auf die Mauer gerichtete Wind ein sehr langgestrecktes Becken oberhalb der Sperrstelle treffen kann, das womöglich sich noch oberhalb sehr stark verbreitert, dann muß mit einer größeren Wellenhöhe gerechnet werden als bei einem gleichmäßig breiten Tal, das oberhalb der Sperrstelle gekrümmt ist, so daß der Wind keine große Angriffsfläche findet. Die amtlichen italienischen Vorschriften verlangen, daß der Abstand der Krone über Hochwasserspiegel bei einer Mauer bis 40 m Höhe nicht kleiner sein darf als $^1/_{12}\ h$, bei einer Höhe bis 50 m nicht kleiner als $^1/_{15}\ h$ mit entsprechender Zwischenschaltung der dazwischenliegenden Höhen. Die Kronenhöhe würde danach für Mauern von 40 bis 50 m Höhe zu mindestens etwa 3,30 bis 3,40 m über Hochwasser anzunehmen sein, bei kleineren Höhen geringer. Diese Forderung dürfte selbst bei einer Talgestaltung, die dem Auftreten großer Wellen Vorschub leistet, zu weit gehen. Bei den meisten deutschen Talsperren hat man sich begnügt, die Krone etwa 1,0 m über dem Rücken des Überfalls anzuordnen, bei der Urfttalsperre hat man den Abstand auf 1,50 m bemessen, bei der Edertalsperre auf 2,00 m. Bei dem Überströmen des Überfalls durch Hochwasser ist die Höhe der Krone über Hochwasser noch erheblich geringer. Wenn nicht außergewöhnliche Umstände vorliegen, wird man aber auch bei hohen Mauerhöhen sich mit einer Höhe von rd. 2,0 m über dem gewöhnlichen Hochwasserstande und etwa 1,00 bis 1,50 m über dem höchsten angespannten begnügen dürfen.

Die Breite der Krone ergibt sich meist aus den Anforderungen einer Verkehrsstraße, die über die Mauer geführt werden soll. Wenn eine Fahrstraße nicht auf die Mauer zu liegen kommt, wird man auch bei kleiner Mauerhöhe die Krone nicht unter 2,0 m breit machen. Die amtlichen italienischen Vorschriften verlangen, daß die Breite der Krone nicht kleiner als $^1/_{10}$ des Staues sein soll. Bei sehr großen Höhen von etwa 60 m und mehr dürfte diese Forderung zu weit gehen. Eine größere Kronenbreite als 5,0 bis 6,0 m wird, wenn die Anforderungen des Verkehrs sie nicht bedingt, selbst bei größten Höhen mit Rücksicht auf die Sicherheit der Anlage nicht gefordert zu werden brauchen.

Der Querschnitt hoher massiver Staumauern besteht bei neueren Anlagen im allgemeinen aus einem Grunddreieck, dessen Spitze in Höhe des höchsten der Berechnung zugrunde gelegten Wasserstandes liegt, und dem Kronendreieck zur Schaffung der erforderlichen Kronenbreite. Das französische Gutachten enthält den Leitsatz: „Abgesehen von Sonderfällen wird in der Regel der Querschnitt einer reinen Schwergewicht-Staumauer durch zwei Gerade begrenzt sein, die sich in der Ebene des höchstmöglichen Wasserspiegels schneiden". Bei Mauern bis etwa 60 m Höhe ist die Grundbreite meist etwa = 65 bis 75 % der größten Höhe gewählt worden. Bei noch größerer Höhe muß die Grundbreite verhältnismäßig höher werden. Es kann dann auch dem Grunddreieck ein wasserseitiges und luftseitiges Dreieck beigefügt werden bezw. eine gekrümmte Begrenzungslinie des Querschnitts gewählt werden.

Bei einigen deutschen Talsperren ist eine wasserseitige Dammschüttung vor der Mauer eingebracht. Die Vorteile, die man damit in bezug auf Standsicherheit und eine bessere Dichtung gegen Eindringen von Wasser erreichen will, werden durch die Kosten der Dammschüttung mehr oder weniger aufgehoben. Die etwa erforderliche Durchführung von Grundablässen durch die Mauer wird erschwert. In neuerer Zeit hat man daher meist von einer derartigen Anschüttung abgesehen. Das französische Gutachten führt aus, daß die französischen Ingenieure diesem Gegendamm ablehnend gegenüberstehen, weil er die Überwachung des Bauwerks, gegen das er sich lehnt, hindert.

Auf der Wasserseite wird häufig die Mauer tiefer in den Felsen eingelassen. Die amtlichen italienischen Bestimmungen[2]) besagen unter Bauvorschriften: „Um im höchsten Maße den Zusammenhang am Grunde und an den Seiten zu versichern und soweit als möglich den Auftrieb zu beschränken, wird der Fuß der Wasserseite tief mit einem Sporn von genügender Stärke eingelassen und bis zum Fels getrieben, damit sich nicht Spalten bilden". Je ungünstiger die Untergrundverhältnisse sind und je mehr die Gefahr vorliegt, daß ein Auftrieb unter der Gründungssohle entstehen kann, um so mehr wird man von der Wahl eines derartigen Spornes Gebrauch machen. Bei günstigen örtlichen Verhältnissen wird man ohne Schaden davon absehen dürfen.

Bei der Standsicherheitsuntersuchung der massiven Staumauern kommen als angreifende Kräfte das Eigengewicht des Mauerwerks, der Wasserdruck, der Auftrieb und ein etwaiger Eisschub in Frage. Dem Auftreten von Temperaturkräften wird bei der Standsicherheitsberechnung im allgemeinen nicht Rechnung getragen. Bei der Ausführung wird durch Anordnung eines gewölbten Grundrisses und von Dehnungsfugen dahin gewirkt, daß die auftretenden Temperaturkräfte vom Mauerwerk ohne Schaden aufgenommen werden können.

Das Eigengewicht hängt von den verwendeten Baustoffen und ihrem Anteil an der Zusammensetzung des Mauerwerks oder Betons ab. Das Raumgewicht des Baustoffes wird im allgemeinen zwischen 2,2 und 2,5 t/m³ betragen. Bei Beton ist es mit Rücksicht auf den größeren Anteil an leichteren Bindestoffen gegenüber dem schwereren Steinmaterial geringer als bei Bruchsteinmauerwerk, bei Gußbeton geringer als bei Stampfbeton. Das Raumgewicht ist durch Versuche mit den zur Verwendung kommenden Baustoffen festzustellen.

Die Größe und Richtung des Wasserdrucks auf der Wasserseite der Mauer hängt lediglich von der Höhe und der Neigung der Wasserseite ab.

Über die Größe des Auftriebs oder des auf die Sohle des Bauwerks wirkenden Sohlenwasserdrucks gehen die Ansichten weit auseinander. Ein Sohlenwasserdruck kann nur eintreten, wenn der Untergrund, auf dem die Sperrmauer aufgebaut wird, durchlässig ist, sodaß das Wasser unter hohem Druck von der Wasserseite hereindringen kann. Bei völlig dichtem Felsuntergrund und dichtem Anschluß der Mauer an den Untergrund wird also mit einem Auftrieb nicht gerechnet zu werden brauchen. In den meisten Fällen wird der Untergrund aber nicht völlig dicht sein, trotzdem die Gründungssohle noch etwa 1 bis 3 m in den gesunden anstehenden Fels eingebunden wird und die im Felsen noch bemerkbaren Fugen sorgfältig mit Zementmörtel ausgefüllt werden und darüber hinaus neuerdings durch Zementeinspritzungen unter hohem Druck eine weitere Abdichtung der Gründungssohle angestrebt wird. Durch Anordnung einer Herdmauer am wasserseitigen Fuße der Mauer und durch eine Sohlendrainage wird man ferner der Ausbildung eines größeren Auftriebs entgegenarbeiten können. Trotzdem wird man ihn aber aus Sicherheitsgründen in den meisten Fällen bei der Standsicherheitsuntersuchung in Rechnung stellen. In der Regel wird der Auftrieb in dreieckförmiger Verteilung unter der Sohle des Bauwerks angenommen mit einem Werte $= h$ auf der Wasserseite, abnehmend auf 0 an der Luftseite, jedoch wirksam nicht auf der ganzen Sohlenfläche, sondern nur auf einem Teil davon entsprechend den mehr oder weniger günstigen Baugrundverhältnissen. Von manchen Entwurfsbearbeitern wird auch mit einer trapezförmigen oder parabelförmigen Verteilung des Sohlenwasserdrucks gerechnet.

Nach den amtlichen italienischen Bestimmungen ist der Reduktionskoeffizient des in dreieckförmiger Verteilung anzunehmenden Auftriebs bei Sperren kleinerer und mittlerer Höhen (bis 25 m) $m = 0$ für Sperren mit Gründung auf Fels von außergewöhnlichen Eigenschaften der Homogenität und Dichtigkeit sowie Undurchlässigkeit anzunehmen, $m = ^1/_3$ bei guten Vorbedingungen (mit kleineren Fehlern), $m = 1{,}0$ bei mittelmäßigen mit Fehlern behafteten Vorbedingungen, wobei jedoch deren Korrektur durch Zementeinspritzungen versucht ist. Bei Sperren mittlerer und größerer Höhen (25 bis 50 m) sind die entsprechenden Werte für $m = ^1/_3$ bezw. $^2/_3$ und 1, bei Sperren größter Höhen (über 50 m) $m = ^1/_2$ bis 1. Der Koeffizient m kann verringert werden durch Anordnung eines gekrümmten Aufrisses in den Grenzen des gebräuchlichen Einflusses dieser Anordnung und bei Anwendung von Vorkehrungen für wirksame Drainage. m darf erhöht werden bei einem hohen Beckenfassungsraum, bei besonderer Rücksichtnahme auf das bewohnte Untergelände und in Nachbarschaft von Bevölkerungszentren.

Nach dem französischen Gutachten ist es durch zweckmäßige Vorrichtungen (Besichtigungsstollen, Drainagen, Verputze, Blendmauern, Druckzementeinspritzungen und peinlich sorgfältige Bauausführung,

[2]) Vgl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 28, S. 388.

Auswahl, Aufbereitung und Verwendung der Baustoffe) im allgemeinen möglich, das Eindringen von Druckwasser in die Mauer selbst oder den Untergrund in der Nähe der Gründungssohle zu verhindern. Bei der Bauausführung hoher Staumauern dürfe der Ingenieur kein Mittel vernachlässigen, das das obengenannte Ergebnis herbeiführen könne. Unter dieser Voraussetzung, mit Ausnahme von außerordentlich ungünstigen Verhältnissen, könne die Berechnung einer Schwergewichtmauer lediglich auf Grund des Wasserdrucks und des Eigengewichts ohne Berücksichtigung des Auftriebs durchgeführt werden.

Nach den französischen Anweisungen darf also bei sorgfältiger Bauausführung von der Annahme eines Sohlenwasserdrucks abgesehen werden. Wenn nicht außergewöhnlich günstige Vorbedingungen vorliegen, wird jedoch auch bei sorgfältigster Bauausführung und Drainage die Einsetzung eines Sohlenwasserdrucks in dreieckförmiger Verteilung mit einem Reduktionsfaktor $m = 0{,}2$ bis $0{,}5$ je nach den Verhältnissen zu empfehlen sein.

Beim Vorhandensein einer starken Eisdecke kann durch starke Temperaturzunahme ein Eisschub gegen die Mauer eintreten. Den Berechnungen deutscher Talsperrenmauern ist bisher ein derartiger Eisschub meines Wissens nicht zugrunde gelegt worden.

Die amtlichen italienischen Bestimmungen besagen, daß man für die Sperren in alpinen Gegenden (800 bis 1000 m über dem Meeresspiegel) in der statischen Berechnung das Bestehen möglicher Beanspruchungen durch Ausdehnung einer Eisdecke von beträchtlicher Stärke annehmen werde, die hervorgerufen sei durch starke Temperatursteigerung. Als vorbeugende Sicherheitsmaßnahme sei das Bestehen einer wagerechten Kraft gegen die Sperre in Höhe des Überfallrandes anzunehmen. Diese Kraft sei zu erhöhen von 5 bis 25 t/m bei einer angenommenen Decke des Eises von 0,3 bis 1,00 m und mehr. Diese Annahmen seien hinfällig bei besonderen Gegenmaßnahmen oder topographischen Verhältnissen und besonders, wenn man sicher sei, daß wegen des relativen Beckenuferabstandes und deren schwacher Neigung sich keine Kraft auch bei Ausdehnung der Eisdecke entwickeln könne.

Das französische Gutachten besagt, daß unter bestimmten örtlichen Verhältnissen die Wirkung des Eisschubes auf die Talsperren bei deren Planung nicht vernachlässigt werden dürfe.

Bei Eintritt strenger anhaltender Kälte, die zur Bildung einer starken Eisdecke führen kann, wird im allgemeinen infolge Abnahme der Zuflüsse der Wasserstand im Becken absinken, so daß ein starker Eisschub nicht mit gefülltem Becken zusammenfallen wird. Auch wird mit Rücksicht auf Wellenschlag mit einem Wasserdruck bis Kronenhöhe gerechnet, während eine Eisdecke höchstens auf normalem Wasserspiegel liegen kann. Bei starkem Hochwasser, bei dem ein Überlaufen der Überfälle eintreten kann, wird durch das in das Becken strömende warme Wasser bald eine etwaige Eisdecke zerstört, so daß ein Eisschub bei höchstem Wasserstande nicht in Frage kommen wird. Für die Standsicherheitsuntersuchung wird ein Eisschub bei einem um mehrere Meter unter Krone stehenden Wasserspiegel geringere Bedeutung haben als ein Wasserdruck bei einem Stauspiegel in Kronenhöhe.

Bei der Barberine-Talsperre in der Schweiz, die mit ihrem Stauspiegel auf N.N. + 1900 liegt,[3]) ist eine Eisschubwirkung von 70 t für 1 m Kronenlänge in Rechnung gestellt worden, die aber erst bei einer Stauhöhe, die 7 m unter der höchsten liegt, eintreten soll. Infolgedessen ist eine Verstärkung des Querschnitts mit Rücksicht auf Eisschub nicht für notwendig gehalten worden.

An der Edertalsperre tritt nach Mitteilung des Wasserbauamts Cassel ein gefährlicher Eisschub auch in strengen Wintern nicht auf. Die Eisdecke auf dem Edersee hat eine Stärke bis 35 cm gehabt. An der Sperrmauer wird die Eisdecke durch Aufhauen wund gehalten. Bei diesen Maßnahmen haben sich wesentliche Beschädigungen durch Eisdruck nicht einmal an den Gestängen und Drahtseilen der Betriebseinrichtungen an der Wasserseite der Sperrmauer gezeigt.

Wenn nicht außergewöhnliche Verhältnisse vorliegen, wird man daher bei Talsperren in deutschen Mittelgebirgen einen Eisschub nicht in Rechnung zu stellen brauchen.

Für die Ermittlung der Beanspruchung des Mauerwerks sind die lotrechten Druckspannungen zu berechnen. Einige Jahre lang hat man in Deutschland bei der Berechnung der Staumauern den auftretenden Schubspannungen eine große Bedeutung beigemessen. Ihre Berücksichtigung würde bei hohen Mauern zu einer erheblichen Vergrößerung des Querschnitts führen. Neuerdings ist diese Auffassung verlassen. In erster Linie übernimmt die Reibung die Übertragung der wagerechten Kräfte, so daß die Scherfestigkeit nur in geringem Maße in Anspruch genommen wird. Link sagt in der Zeitschr. des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes 1922, Heft 4, S. 55: „Die ältere Staumauerberechnung hat sich, wenn auch zum Teil unbewußt, auf dem richtigen Wege befunden, wenn sie sich um die Scher- und die Hauptspannungen nicht gekümmert und nur die lotrechten Druckspannungen ermittelt hat“. Die amtlichen französischen und italienischen Bestimmungen erwähnen die Scherspannungen nicht. Prof. E. Meyer-Peter in Zürich führt nach der Schweiz. Wasserwirtsch. 1924, Heft 10, S. 188 aus: „Ein eingehendes Studium der Abscherungsfrage hat uns aber gezeigt, daß bei massiven Gewichtsmauern eine Gefahr des Abscherens des Talsperrenfußes nicht besteht, solange die Hauptdruckspannung am luftseitigen Sperrenfuß das zulässige Maß nicht überschreitet“. (Schluß folgt.)

[3]) „Die Bautechnik“ 1923, Heft 13, S. 134.

Alle Rechte vorbehalten.

Erddruck auf Parallelflügel.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. **Keppner**, Studienrat in Holzminden.

Im Fachschrifttum findet man, soweit bekannt, nichts über die Ermittlung des auf Parallelflügel wirkenden Erddrucks. Durch diese Lücke, die die Erddrucktheorie anscheinend aufweist, ist eine gewisse Unsicherheit in die Behandlung dieser Bauwerke gekommen. Es ist verständlich, daß durch das Übergehen dieses Sonderfalls in weiteren Kreisen die Meinung aufkommen konnte, hier müßten die verschiedenen Erddrucktheorien versagen, wobei besonders auf das Rebhannsche Verfahren als das bekannteste und verbreitetste hingewiesen werden möge.

Man sagt sich, der aus ein und derselben Hinterfüllungsmasse resultierende Erddruck könne doch nicht in der gleichen Größe auf beide Flügel wirken, wie sie sich ergeben würde, wenn man es nur mit einer einzigen Mauer zu tun hätte, und man folgert dann weiter, daß für den einzelnen Flügel höchstens die Hälfte der Gesamthinterfüllung in Betracht kommen könne. Diese Überlegung hat ja auf den ersten Blick manches für sich. Man denke sich Sand zwischen zwei nahe beisammen stehenden, parallelen Wänden aufgeschüttet und rücke sodann diese Wände auseinander. Alsbald wird die Hinterfüllung in Bewegung kommen. Sind die Parallelwände schließlich völlig beseitigt, so hat die Sandschüttung die Form eines Prismas angenommen, dessen Seitenflächen den natürlichen Böschungswinkel mit der Wagerechten bilden. Beiderseits sind also gleiche Massen abgerutscht, die vorher durch die genannten Wände und die an ihnen auftretende Reibung gehalten waren. Sollte man deshalb nicht dazu übergehen, in den Fußpunkten A und A' der Rückwände von Parallelflügeln (Abb. 1) die Gleitebenen anzutragen, die den nicht wirksamen Teil von der übrigen Hinterfüllung abtrennen, und jeden Flügel so bemessen, daß er die Hälfte dieses verbleibenden Restes aufzunehmen vermag? Es handelt sich nur darum, ob der angestellten Betrachtung auch die ungünstigste Annahme, die möglich ist, zugrunde liegt. Nur der ungünstigste Fall darf die Grundlage einer Berechnung bilden, wenn diese einwandfrei sein soll.

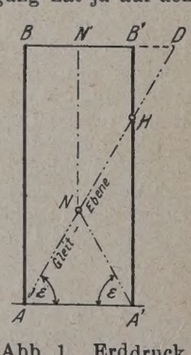


Abb. 1. Erddruck auf parallele Wände.

Um die aufgeworfene Frage beantworten zu können, betrachte man ein anderes Beispiel. Gegeben ist eine lotrechte Felswand, etwa ein Seeufer. Um Gelände zu gewinnen, wird vor dieser natürlichen Wand im Abstande von einigen Metern eine Stützmauer errichtet und mit Erde hinterfüllt. In diesem praktischen Falle dürfte wohl niemand auf den Gedanken kommen, nur einen Teil der zwischen Gleitebene und Stützmauer befindlichen Hinterfüllungsmasse für die Berechnung des wirksamen Erddrucks in Betracht ziehen zu wollen.

Für die Theorie ist es aber doch gleichgültig, ob von den beiden abstützenden Wänden die eine künstlicher, die andere natürlicher Art ist. Allerdings findet man auch hier eine gegenseitige Entlastung der beiden Wände, nur geschieht diese nicht in dem Ausmaße, wie sie nach der ersten Überlegung geschehen müßte. Während nach dieser in Abb. 1 ein Prisma mit der Grundfläche $ABN'N$ als wirksamer Erdkörper zu betrachten wäre, erkennt man jetzt, daß einem Prisma mit der Grundfläche $ABB'H$ durch die Wand AB das Gleichgewicht gegen Gleiten zu halten ist. Der Einfluß, den die Mauern aufeinander im günstigen Sinne ausüben, wird durch die Fläche $B'HD$ veranschaulicht.

Der Trugschluß, der zu dem günstigeren Ergebnis der erstgenannten Überlegung geführt hat, ist darin zu suchen, daß man mit dem seitlichen Ausweichen der beiden Mauern tatsächlich gerechnet hat, während ein solches in Wirklichkeit ausgeschlossen ist; denn jede Mauer muß gegen Gleiten sicher sein. Es ist vor allem nicht zulässig, während der Untersuchung eines Bauwerkteiles an anderer

Stelle irgendwelche Maßnahmen zu treffen, die eine Änderung des bestehenden Zustandes nach der günstigen Seite hin zur Folge haben könnten. Hier erscheint ein Vergleich mit dem Verhalten des Wassers angebracht. Würde man eine der vier Seitenwände eines mit Wasser gefüllten Gefäßes parallel der ursprünglichen Lage nach außen verschieben, so würden natürlich die übrigen Gefäßwände beeinflußt werden, weil der Wasserspiegel gesenkt würde. Der Vergleich mit Wasser liegt überhaupt nahe; denn die Erddruckformel $E = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \mathrm{tg}^2\left(\frac{90 - \varphi}{2}\right)$, in der der Reibungswinkel bekanntlich gleich Null angenommen ist, geht sogleich in den Wert $\frac{h^2}{2}$ über, wenn man $\gamma = 1$ und $\varphi = 0$ setzt. Der Ausdruck $\frac{h^2}{2}$ stellt aber die Größe des Wasserdrucks auf eine Wand von der Höhe h dar.

Man kommt zu dem Ergebnis: „Erde verhält sich ähnlich wie Wasser“ und „die Erdmasse ist in physikalischer Beziehung zwischen feste und flüssige Körper zu stellen“. Während die festen Körper einen Druck nach der Seite überhaupt nicht ausüben, der Wasserdruck auf seitliche Begrenzungsflächen dagegen stets gleich der Höhe des über dem betrachteten Punkt stehenden Wasserfadens ist, erhält man die Größe des Erddrucks in einem bestimmten Punkte einer Stützwand, indem man die Höhe der Erdschüttung an dieser Stelle mit einem Faktor kleiner als 1 multipliziert. Selbstverständlich sind die spezifischen Gewichte und Reibungswerte außerdem zu beachten. Beim Wasserdruck beeinflussen sich zwei einander gegenüberliegende Wände in keiner Weise. Ebensowenig wie hier die Füllung geteilt und jeder Wand ihr Anteil zugewiesen werden darf, darf dies bei Erdhinterfüllung geschehen. Hier wie dort übt der Füllkörper auf seitliche Begrenzungsflächen gleich große Drücke aus. Beim Erddruck bleibt jedoch zu berücksichtigen, daß eine gegenseitige Entlastung paralleler Begrenzungsflächen auftritt, sobald deren Entfernung l kleiner wird als ihre Höhe h multipliziert mit der Kotangente des Winkels ε, den die Gleitebene mit der Wagerechten bildet ($l < h \cot g\, \varepsilon$). Die gleiche Einschränkung kann bei Wasserdruck wegen Fehlens der Gleitebene nicht gemacht werden. (Von ebenderselben Bedeutung ist die Gleitebene, wenn eine Verkehrslast zu berücksichtigen ist; denn die Verkehrslast ist auch nur von Einfluß auf den Erddruck, sofern sie zwischen der zu untersuchenden Wand und der Gleitebene auftritt.)

In Abb. 2 ist der Erddruck E ermittelt, der durch die zwischen den Wänden AB und $A'B'$ befindliche Hinterfüllung auf die Wand AB ausgeübt wird. Wäre die Wand $A'B'$ nicht vorhanden, so würde — die Untersuchung ist für die Tiefe 1 durchgeführt — das Prisma ABD zur Wirkung kommen. Das zugehörige Erddruckdreieck sei $\triangle DFG$ bezw. abc. Auf der Teilstrecke BM kommt der entsprechende Druck auch tatsächlich voll zur Geltung und hat die Größe $\gamma \cdot \overline{de} \cdot \frac{\overline{ec}}{2}$. Der anderen Teilstrecke AM darf aber nicht der Druck von der Größe $\gamma \cdot \frac{\overline{ab} + \overline{de}}{2} \cdot \overline{eb}$ zugewiesen werden, sondern von dieser Größe ist unter Berücksichtigung des nicht vorhandenen

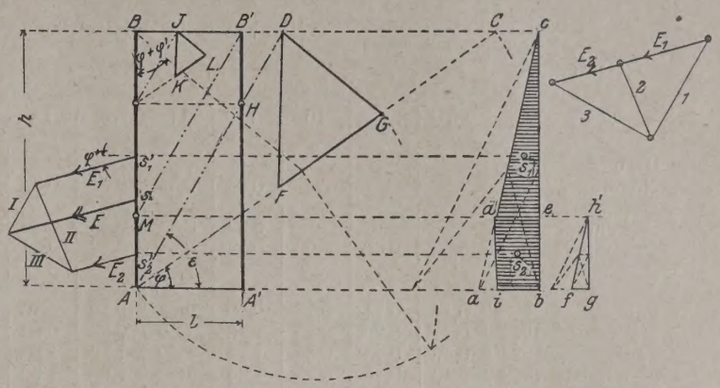


Abb. 2. Ermittlung des Erddrucks auf die Wand $\overline{AB}$.

und daher unwirksamen Prismas $B'HD$ das Druckdreieck JKL bezw. $\triangle fgh'$ abzuziehen. Macht man in der Druckfigur $\overline{ai} = \overline{fg}$, so ergibt das Viereck $dibe$ multipliziert mit dem spezifischen Gewicht γ den Druck auf die Wand AM.

Zum Schluß soll noch dem Einwande begegnet werden, daß sich die statische Untersuchung etwa erübrige, wenn man die beiden Parallelflügel durch Zuganker miteinander verbindet. Sind denn in diesem Fall die Ausmaße der Zuganker, die Höhenlage dieser Anker und die Stärke der Mauern beliebig anzunehmen? Auch hier ist die Kenntnis von der Größe des Erddrucks und der Lage seines Angriffpunktes unbedingt nötig. Vom Zuganker kann sodann nur die wagerechte Teilkraft des Erddrucks aufgenommen werden, während bei der Ermittlung der durch die Mauer hervorgerufenen Bodenpressung die lotrechte Teilkraft zu berücksichtigen ist.

Auf die Untersuchung der Parallelflügel darf nur dann verzichtet werden, wenn man zwischen ihnen Sparbeton statt Hinterfüllungserde vorgesehen hat. Dieses Verfahren dürfte indessen doch nur wirtschaftlich sein, wenn es sich um Bauwerke von kleineren Abmessungen handelt. Lediglich der Vollständigkeit wegen soll darauf hingewiesen sein.

Die Erddrucktheorie wird recht vielfach als nicht genügend geklärt bezeichnet, und es wird behauptet, daß die auf Erddruck berechneten Mauern im allgemeinen zu große Querschnittsabmessungen hätten. Dieser Behauptung soll nicht unbedingt widersprochen werden. Fehler in einer auf mathematischen und physikalischen Grundsätzen aufgebauten Theorie müßten aber mathematisch nachzuweisen sein. Die Ungenauigkeiten, die zweifellos begangen werden, sind indessen nicht der Erddrucktheorie als solcher zuzuschreiben, sondern vielmehr dem Umstande, daß für das spezifische Gewicht der Erde sowie für den Reibungs- und Böschungswinkel irgendwelche Werte, die sich eingebürgert haben, angenommen werden, ohne daß geprüft wird, ob diese Annahmen im vorliegenden Falle zutreffend sind.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. Juni ausgegebene Heft 12 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Hans Seytter: Das Haus des Württembergischen Städtetages. — Landhaus W., Berlin-Grunewald. — Entwurf zu einem Landhause für Herrn D. in Dahlem. — Dr.-Ing. Castor: Das Wesen der Bauindustrie. — Landwirtschaftliche Bauten. Wetterstall in Pommern.

Der Staudamm bei Sherman Island im Hudson. Das 1921 bis 23 errichtete, nach seinem endgültigen Ausbau 50000 PS in 5 Einheiten erzeugende Kraftwerk bei Sherman Island im Hudson-Strom besitzt einen Staudamm, der mit einer Höhe von 24,60 m und einer Länge von rd. 300 m hinsichtlich seiner Abmessungen auch in Deutschland mehrfach übertroffen wird; er sei an dieser Stelle jedoch als ein Musterbeispiel des amerikanischen Staumauerbaues in aufgelöster Bauweise beschrieben nach einem Berichte von Parsons in „Proceedings“, Märzheft 1925.

Die Ausführung geschah in Eisenbeton und zwar unter Ausnutzung des jeweils in unmittelbarer Nähe erreichbaren Materials: also an den in die Felsen einbindenden Flügeln in Schotterbeton, für den mittleren, im Flußbett belegenen Teil in Kiesbeton. Das südliche Ende läuft in eine Leitmauer aus, an das nördliche schließt die Einfassung für das Einlaufbecken des Oberkanals an; der mittlere Teil der Sperrmauer besteht aus 31 Bogen von je 5,79 m Spannweite, gemessen von Mitte zu Mitte der Pfeiler (Abb. 2). Die letzteren — 1,06 m stark — stehen auf einem 32,91 m breiten und 0,90 m starken Betonfundament (Abb. 1), das auf die ganze Breite des sandigen Flußbettes bis an die felsigen Uferwände durchgeht. Der untere Teil der nach der Wasserseite zugekehrten Wand ist unter 22° 40′ (d. i.

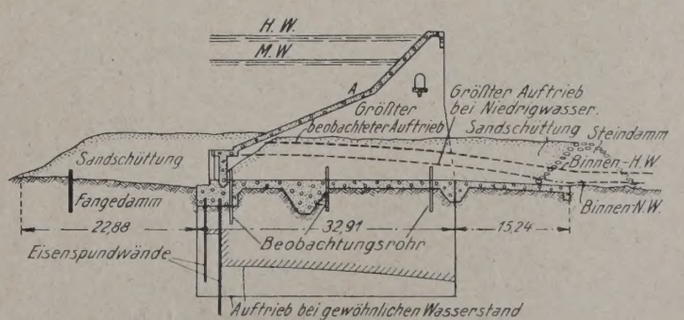


Abb. 1. Querschnitt.

im Verhältnis 5 : 12) geböscht, der obere unter 45°. Sie erhielt während der Dauer der Arbeiten für den Durchfluß des Wassers Öffnungen von 3 m Höhe und 4 m Breite, die alsdann geschlossen und völlig ausbetoniert wurden, um jede Auswaschung und Unterspülung während des Baues auszuschließen.

Datum	Messungen der Pfeilersetzungen in Zoll											
	Pfeiler											
	südliche							nördliche				
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	
Oktober 1921												
November 1921	—	—	—	0,33	0,54	0,31	0,29	0,33	0,37	0,36	0,26	Bau des nördlichen Fangedamms
Dezember 1921												
September 1922	—	—	—	0,33	0,55	0,33	0,30	0,37	0,53	0,45	0,26	Pfeiler 13 bis 30 fertig betoniert
Dezember 1922	0,05	0,00	0,00	0,57	0,64	0,52	0,44	0,42	0,53	0,45	0,26	Entfernung des nördlichen Fangedamms, Fertigstellung des südlichen. Beginn der Sandschüttung unter den nördlichen Bogen
Februar 1923	0,14	0,14	0,15	0,90	0,89	0,82	0,70	0,59	0,70	0,64	0,44	Staubeckenspiegel auf Höhe 353
März 1923	0,24	0,29	0,35	1,13	1,40	0,99	0,89	0,80	0,86	0,80	0,53	Staubeckenspiegel auf Höhe 350
Juni 1923	0,40	0,45	0,45	1,24	1,40	1,29	1,08	0,90	1,05	1,00	0,76	Sandschüttung unter den Bogen beendet
September 1923	0,40	0,45	0,45	1,24	1,40	1,29	1,08	0,90	1,05	1,00	0,76	Staubeckenspiegel über Höhe 354

Datum	Messungen der seitlichen Verschiebungen in Zoll													
	Pfeiler													
	südliche								nördliche					
	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	
17. Januar 1923	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Temperatur — 6 ° C.
10. April 1923	0,13	0,36	0,61	0,74	0,74	0,74	0,82	0,90	0,99	0,86	0,73	0,62	0,24	Temperatur + 11 ° C.
19. April 1923	0,25	0,48	0,78	1,04	1,03	1,16	1,10	1,14	1,13	0,96	0,86	0,70	0,30	Sandschüttung nahezu vollendet. Temperatur + 16 ° C.
29. April 1924	0,30	0,55	0,97	1,09	1,13	1,45	1,52	1,63	1,56	1,31	1,33	0,96	0,42	Nach einjährig. Bauzeit. Temperatur + 22 ° C.

Unter der vorderen Fundamentschwelle (Abb. 1) wurden zwei Reihen eiserner Spundwände, Lackawanna-Bauart, von 12 m Länge in der ersten und 16,50 m in der zweiten Reihe geschlagen. Sie wurden an den beiden Ufern da, wo die Sperrmauer an die Felswände des Ufers schließt, nach Abb. 3 herumgeführt, bildeten also um jedes Widerlager einen nach drei Seiten geschlossenen Fangedamm, der sorgfältig bis auf festen Felsboden ausgebaggert und alsdann ausbetoniert wurde; wo das erstere nicht restlos möglich war, wurde

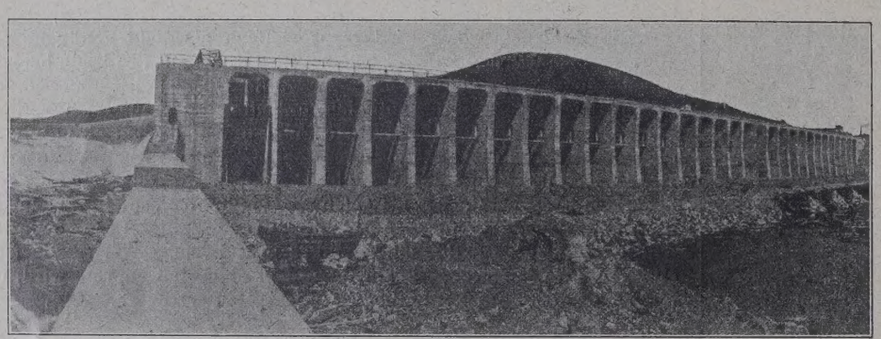


Abb. 2. Ansicht der Sperrmauer.

mit Zementeinspritzungen gearbeitet und wurden unter möglichster Vermeidung starker Erschütterungen des natürlichen Gesteins vor Einbringung der ersten Betonschicht alle losen, rissigen oder bröckligen Teile der Oberfläche beseitigt.

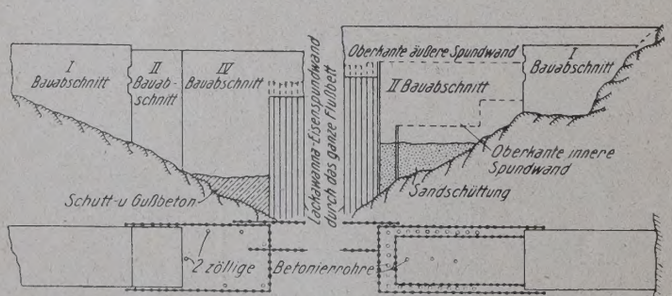


Abb. 3. Anschluß der Sperrmauer an die Uferfelsen und Grundriß der eisernen Fangedämme.

Nach Herstellung der Sohle wurden zunächst die Pfeiler betoniert, die — ebenso wie die Bogen — mit Eiseneinlagen bewehrt sind. Bei der alsdann bewirkten Herstellung der Bogen erlaubte deren verhältnismäßig geringe Spannweite eine wiederholte Verwendung der Schalung; die Pfeiler erhielten — ebenfalls zwecks wirtschaftlicherer Einschalung — durchgehend gleiche Stärken. Zu Revisionszwecken führte ein mit Geländer versehener Eisenbetonsteg (Abb. 1 u. 2) in etwa einem Drittel der Höhe von Pfeiler zu Pfeiler. Die innere Wölbung der Bogen war halbkreisförmig mit 2,36 m Halbmesser ausgebildet, die äußere nach Abb. 2 geradlinig begrenzt, was die Einschalung und das Betonieren erleichterte; die Bogenstärke schwankt zwischen 45 cm im oberen

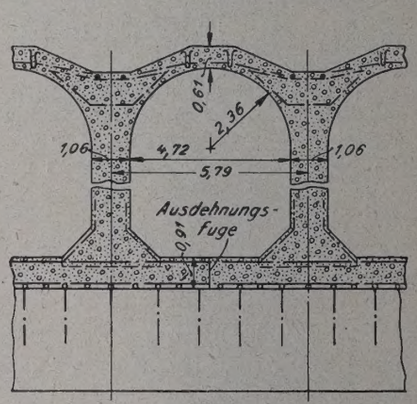


Abb. 4. Querschnitt durch die Pfeiler.

und 60 cm im unteren Teil. Dank der flachen Neigung der Mauer nach der Wasserseite zu vermehrt das Gewicht des darüberstehenden Wassers die Standsicherheit des Bauwerks; weiterhin geschieht dies auch dadurch, daß die Höhlung zwischen den einzelnen Pfeilern nach Abb. 1 mit Sand angeschüttet wird, so daß für jeden der 5,79 m breiten Mauerbogen das Gewicht des Wassers rund 1363 t, das des Betons 1937 t und das der Sandfüllung 1020 t beträgt, was einem Gesamtgewicht von 4320 t oder von 6911 kg/m³ entspricht.

Einen weiteren Schutz des Dammes bildet die Schüttung eines Sandbanketts von 23 000 m³ auf die ganze Breite des Flußbettes an der Wasserseite, die, da der Hudson nur wenig Geschiebe führt, zur Dichtung der eisernen Spundwände dienen soll.

Das Setzen des Mauerwerks und die Richtungsänderungen sowohl der Pfeiler als der Bogen wurden während des Betonierens, während des Hinterfüllens und während des Wassereintritts ins Staubecken planmäßig beobachtet: Die obenstehende Tafel gibt die Messungen an den mittleren Pfeilern 6 bis 26 wieder; bei den äußeren Pfeilern 1 bis 5 und 27 bis 31, die mehr oder weniger in festen Felsen eingebaut waren, traten Bewegungen nur in sehr geringem Maße auf. Im allgemeinen ist festzustellen, daß sowohl das Setzen wie die Verschiebungen gleichmäßig nach der Dammitte hin zunahmen; der größte Wert für das Setzen liegt unter Pfeiler 14 und beträgt 3,5 cm, die größte wagerechte Verschiebung von rd. 4 cm wurde bei Pfeiler 18 gemessen. Ki.

Umgrenzungslinie der festen Teile für einige Haupteisenbahnen der Welt (ausschl. Deutschlands). Die einem Aufsatze von Kirchhoff in der Z. d. V. d. I. entnommenen Abb. 1 bis 8 lassen die Begrenzungslinie der festen Teile für die Haupteisenbahnen einiger wichtiger Länder erkennen. Die Zusammenstellung gibt Anlaß zu anregenden Vergleichen der Umgrenzungslinien miteinander und mit denen der Deutschen Reichsbahn.

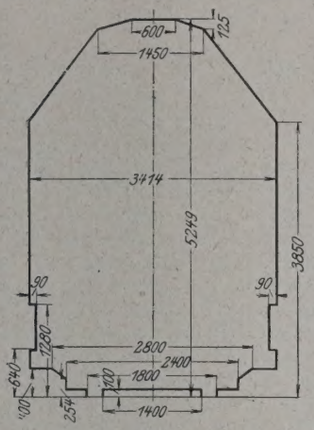


Abb. 1. Lichtraummaß der russischen Eisenbahnen, Spurweite 1524 mm.

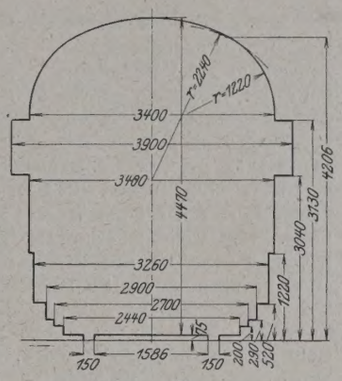


Abb. 2. Spanien, Spurweite 1676 mm.

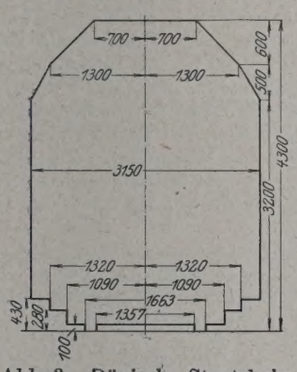


Abb. 3. Dänische Staatsbahn, Spurweite 1435 mm.

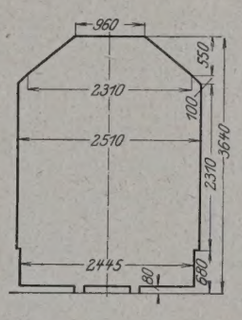


Abb. 4. Südslawische Staatsbahn, Spurweite 760 mm

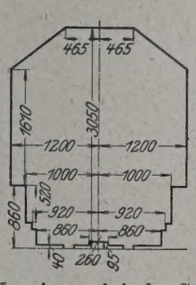


Abb. 5. Argentinische Staatsbahn, Spurweite 750 mm.

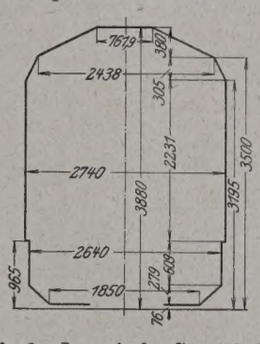


Abb. 6. Japanische Staatsbahn, Spurweite 1067 mm.

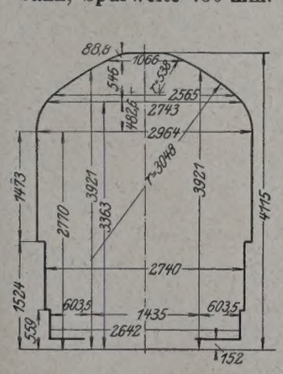


Abb. 7. Vereinigte Staaten von Amerika, Great Western Railway, Spurweite 1435 mm.

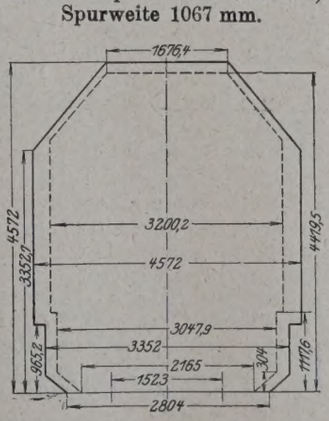


Abb. 8. Australische Eisenbahnen, Spurweite 1435 mm.

Straßenpflaster mit schwachem Quergefälle zwischen Straßenbahngleisen aus Beton mit und ohne Asphaltdecke verwendet nach „El. Ry. Journ." vom 31. Januar 1925 die Connecticut-Straßenbahngesellschaft in New Haven. Es ermöglicht nach Abb. 1 bis 3 dank seiner Ausbildung dennoch einen vollkommenen Schutz gegen das Eindringen von Feuchtigkeit in den Straßenkörper und gewährt eine feste Lagerung der Gleise, für die bemerkenswerterweise für das sonst meist verwendete Rillenprofil mit Rücksicht auf den Automobilverkehr die Vignoles-Schiene verwendet ist, die auf Holzschwellen verlegt und auf Unterlagplatten festgeschraubt wird.[1])

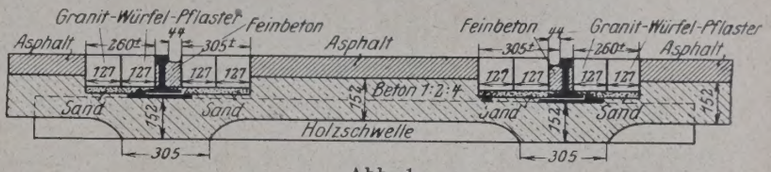


Abb. 1.

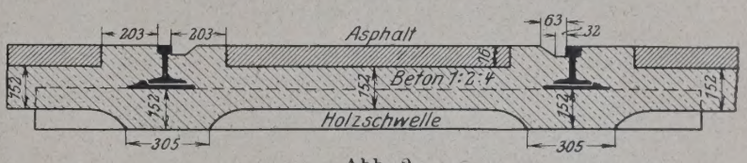


Abb. 2.

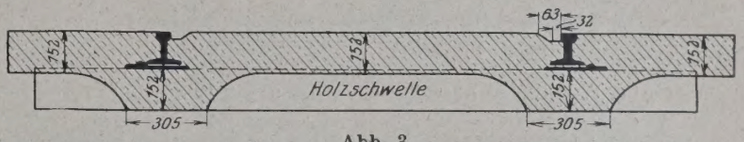


Abb. 3.

Die in Abb. 1 dargestellte — gegenüber den beiden anderen noch verhältnismäßig umständliche — Bauart sieht zu beiden Seiten der Schienen Granitwürfelpflaster auf Sandunterlage vor, die Schiene selbst ist in einen Feinbetonklotz eingebettet, dessen Oberfläche entsprechend dem Profil des Radflansches ausgebuchtet ist. Die Straßendecke besteht aus 7,5 cm starkem Stampfasphalt auf 15 cm starker Stampfbetonunterlage, die unter den Schienen voutenartig auf 22,5 cm verstärkt ist. Ähnlich ist die Bauart nach Abb. 2, nur entfallen hier die beiden Granitwürfelreihen zu beiden Seiten der Schiene, die vielmehr unmittelbar in den Beton eingebettet ist. Als rein monolithisch zu bezeichnen ist die Bauweise nach Abb. 3, die — den beiden vorigen ebenfalls sehr ähnlich — aus einer 15 cm starken, unter den Schienen auf 30 cm verstärkten Stampfbetondecke besteht. Mit Hilfe der in der „Bautechnik" 1925, Heft 11, dargestellten und beschriebenen Sondermaschine läßt sich diese Art der Straßenbefestigung u. Umst. schnell und wirtschaftlich vorteilhaft herstellen (vergl. jedoch „Die Bautechnik", Heft 16, S. 224).

Verstärkung der Balawali-Eisenbahnbrücke über den Ganges. Die in Eisenfachwerk ausgeführte Balawalibrücke kreuzt den Ganges im Zuge der Oudh- und Rohilkand-Eisenbahn in elf durch Paralleltträger mit Ständern und Schrägstreben überbrückten Öffnungen von 79 m Stützweite. Nachdem eine eingehende Untersuchung festgestellt hatte, daß die jeweils zwei Felder überquerenden Zugstreben stark beschädigt und zum Teil außer Wirkung waren, wurde im Anschluß an die dadurch in jedem Falle notwendig gewordenen Ausbesserungsarbeiten gleichzeitig beschlossen, das Tragwerk zur Aufnahme der neuen, größeren Eisenbahn-Achslasten zu verstärken. Dies erforderte außer der Beseitigung örtlicher Schäden und geeigneten Vorkehrungen für ihre Verhütung eine Verstärkung des gesamten Brückensystems durch Gegenstreben zur Aufnahme der infolge des Zugverkehrs auftretenden wechselnden Spannungen. Da der Verkehr auf der Strecke unter keinen Umständen eine Unterbrechung erleiden durfte, hatte man zwischen seiner Umleitung über eine Notbrücke und den Nachteilen und Schwierigkeiten des Arbeitens unter Aufrechterhaltung des Betriebes zu wählen. Schließlich entschied man sich für das letztere. Dabei hätte aber die sorgfältige Auswechslung und das Einbauen der neuen Tragteile sich überaus schwierig und mühsam gestaltet und die denkbar größte Vorsicht erfordert, da bei einzelnen Trägern sämtliche Schrägstreben hätten ergänzt werden müssen. Demzufolge entschloß man sich, die Aufgabe so zu lösen, daß man die gesamte bisherige Konstruktion unverändert beließ und nur durch neue Glieder ergänzte, was — wie bereits erwähnt — durch Anordnung von Gegenstreben auf die ganze Trägerlänge geschah, wodurch eine Verstärkung des Systems besonders in der Mitte bewirkt wurde. Die neuen Streben nehmen einen Teil der Verkehrsbeanspruchung der bisherigen Fach-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 38.

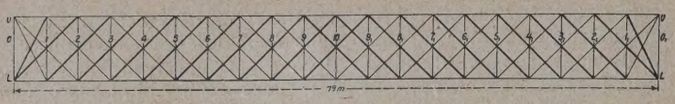


Abb. 1. Schema eines Hauptträgers nach der Verstärkung.

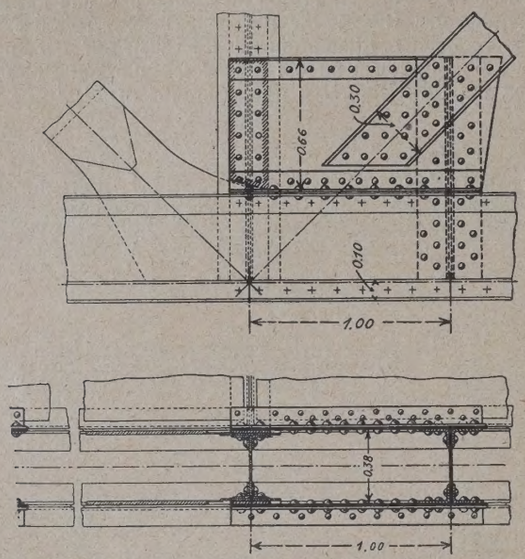


Abb. 2. Unterer Anschluß einer der neuen Gegenstreben.

Abb. 3. Teilaufnahme nach der Verstärkung.

werkstäbe auf und bilden eine Sicherheit gegen weitere Zerstörung; sie sind für alle Fälle so bemessen, daß sie auch zur Aufnahme der auftretenden Gesamtspannungen stark genug sind.

Die Herstellung der erforderlichen Anschlüsse und Verbindungen mit den alten Tragteilen erforderte sorgfältige Vorarbeiten, gelang dann aber ohne Schwierigkeit und in durchaus befriedigender Weise ohne andere Beschränkung des Zugverkehrs als eine angemessene Verminderung der Fahrgeschwindigkeit. Die neuen Streben sind in Abb. 1 durch starken Strich kenntlich gemacht; sie bestehen aus zwei [-Eisen, die durch Flacheisen miteinander verstrebt und durch starke Knotenbleche an die beiden Gurtträger angeschlossen sind. Abb. 2 gibt die Einzelheiten eines solchen Anschlusses wieder; Abb. 3 läßt gut erkennen, wie die neuen Fachwerkstreben um die Walzprofile der alten und der Ständer herum angeordnet sind. Ki.

N. v. Belelubsky †. Wie erst jetzt bekannt geworden, ist der ehemalige russische Wirkliche Staatsrat, Professor Dr.-Ing. ehr. Nikolai v. Belelubsky, Petersburg, am 2. August 1922 in Rußland im Alter von 77 Jahren gestorben. Er hat lange Jahre hindurch einen maßgebenden Einfluß auf die Entwicklung des Eisenbrückenbaues in Rußland ausgeübt und war auch in Deutschland den Fachgenossen, insbesondere auch auf dem Gebiete des Materialprüfungswesens, vorteilhaft bekannt geworden.[1]) Die Technische Hochschule Berlin hatte ihm in Anerkennung seiner Verdienste um die konstruktive Entwicklung des Eisenbrückenbaues die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen, ferner war er Ehrenmitglied des Berliner Architekten-Vereins.

Ein neuer Wasserbehälter für London. Im Anschluß an die Angaben in der „Bautechnik" 1925, Heft 11, S. 126[2]) sei mitgeteilt, daß neuerdings zur Verbesserung der Wasserversorgung von London oberhalb der Stadt ein großes künstliches Becken angelegt worden ist, das mit einer Fläche von fast 300 ha und einem Wasserinhalt von 30,5 Mill. m³ für das größte seiner Art gilt. Der Bau war schon 1911 in Aussicht genommen, wurde dann durch den Krieg verzögert und ist seit 1919 wieder so betrieben worden, daß Mitte dieses Jahres das erste Wasser aus dem Becken entnommen werden kann. Das Gelände erlaubte den Bau einer Talsperre nicht, und so hat man denn ein künstliches Becken schaffen müssen, das in Form eines unregelmäßigen Siebenecks ringsum von einem Damm umgeben ist. Der Damm hat einen Tonkern; seine äußere Böschung in 1 : 3 ist etwa 1 m stark mit gutem Boden bedeckt; diese Seite soll mit Gebüsch usw. bepflanzt werden. Die Innenseite ist in 1 : $2^1/_4$ geneigt und im unteren Teil mit einer 15 cm starken Betonschicht, darüber mit Betonblöcken abgedeckt. Den oberen Abschluß bildet eine Deckplatte, deren ausgehöhlte Ansichtflächen die Wellen zurückwerfen soll. Der Damm ist durchschnittlich 11,6 m über Gelände hoch; der Boden des Beckens ist so vertieft, daß bei einer Wassertiefe von ebenfalls 11,6 m der Wasserspiegel 1,85 m unter der Dammkrone liegt. Mitten durch den Wasserbehälter, etwa 1200 m lang, zieht sich auf etwa drei Viertel seiner Breite ein Prelldamm, ebenso wie die Umfassungen aus Erde geschüttet, jedoch ohne Tonkern. Seine Böschungen haben unten eine Neigung von 1 : 4, im oberen Teil sind sie unter 1 : 3 geneigt und durch Betonblöcke gegen den Wellenschlag geschützt. Dieser Damm ist zwischen Einlauf und Auslauf eingeschaltet und soll das Durchfließen des Wassers verlangsamen sowie allzu starke Wellenbildung verhindern.

Das Wasser zur Füllung dieses Behälters wird der Themse unterhalb der Schleuse Penton Hook entnommen. Es fließt zunächst durch Venturimesser und dann durch ein offenes Gerinne, das etwa 1200 m lang ist, bis an den Außenfuß des den Behälter einfassenden Dammes. Hier wird es durch ein dampfbetriebenes Pumpwerk durch Stahlrohre in den Behälter übergehoben. Die Abzweigstelle des Kanals aus der Themse ist von einer 8,7 m breiten Brücke mit drei gewölbten Öffnungen von 5,5 m Weite aus Beton mit Granitverkleidung zur Überführung des Leinpfades überbrückt. Auf der steinernen Brüstung dieser Brücke an der Flußseite steht ein eisernes Geländer, um das Treidelseil ohne Anstoßen über die Brücke zu leiten. Die drei Öffnungen der Brücke sind durch schwimmende, seitlich geführte, also mit dem Wasserstande auf- und absteigende Balken abgeschlossen, um zu verhindern, daß Kähne und andere schwimmende Gegenstände in das Gerinne hineingerissen werden. Die drei Venturimesser hinter dieser Brücke sind für Tagesleistungen von je 45 000 bis 450 000 m³ berechnet. Das Gerinne, das in den Boden eingeschnitten ist, hat eine Sohlenbreite von 4,6 m, eine Breite in Geländehöhe von 24,4 m und seitliche Böschungen unter 1 : 1,5, die durch eine Berme unterbrochen sind. Es wird von mehreren Brücken überspannt.

Entgegengesetzt dem Einlauf, in einem durch den Prelldamm geschützten, hafenartigen Winkel des Behälters liegt der Auslauf, bestehend aus einem Betonturm, der so weit vom Damm nach innen abgerückt ist, daß seine landseitige Außenkante ungefähr mit dem Dammfuß zusammenfällt; er ist durch eine gewölbte Brücke auf schlanken Pfeilern von der Dammkrone her zugänglich.

Alle Einlauf- und Auslauföffnungen sind mit Rechen und Schützen ausgestattet, um grobe Schwemmstoffe fernzuhalten und den Wasserdurchfluß regeln zu können. Wkk.

[1]) S. u. a. Zentralbl. d. Bauverw. 1908, S. 349 und 1909, S. 497.

[2]) Der dort genannte nördliche Nebenfluß der Themse heißt übrigens Lea (nicht Lee) und mündet in der Gegend der Londoner Häfen.

INHALT: Brücke über Sauerelven, Norwegen. — Der Oberrhein und seine bauliche Behandlung. — Die holländische Holzpfahlramme. — Zur Ausführung massiver Staumauern. — Erddruck auf Parallelflügel. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Staudamm bei Sherman Island im Hudson. — Umgrenzungslinie der festen Teile für einige Haupteisenbahnen der Welt (ausschl. Deutschlands). — Straßenpflaster mit schwachem Quergefälle. — Verstärkung der Balawali-Eisenbahnbrücke über den Ganges. — N. v. Belelubsky †. — Ein neuer Wasserbehälter für London.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 10. Juli 1925 Heft 30

Die Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums auf der Deutschen Verkehrsausstellung in München 1925.

Alle Rechte vorbehalten.

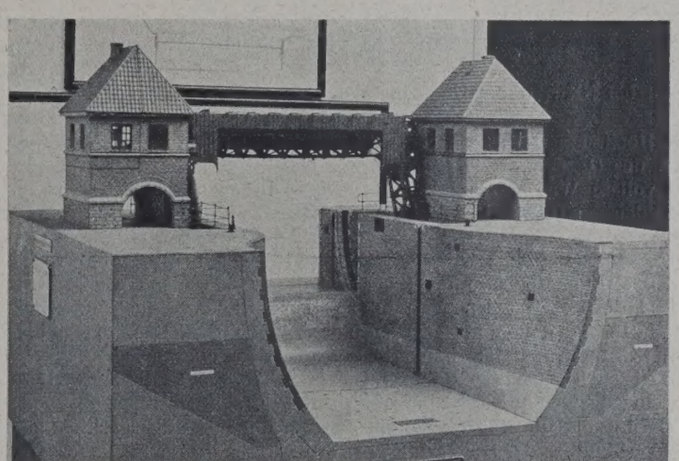
Von Oberregierungsbaurat **Loebell**, Berlin.

In der diesjährigen Deutschen Verkehrsausstellung in München will die Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums, soweit es der beschränkte Platz gestattet, einen Überblick geben über die Leistungen und einige wichtige Bauten der deutschen Wasserstraßen.

Links vom Eingange wird eine Übersicht geboten über die Arbeiten der Deutschen Seewarte in Hamburg. Die Deutsche Seewarte ist Deutschlands zentrale Sammel- und Verbreitungsstelle für alle Wetternachrichten Europas. Die ausgestellte Karte gibt eine Darstellung des europäischen Funkwetternetzes.

Die Deutsche Seewarte hat die Leitung des Sturmwarnungsdienstes und des Wetterdienstes an der deutschen Küste. Im Dienste dieses Wetterdienstes stehen die im Modell dargestellten Windsemaphore, an denen der Schiffer sehen kann, welche Windverhältnisse an den Punkten der Küste herrschen, die für die Schiffahrt von besonderem Belang sind. Die Deutsche Seewarte hat weiter die Aufgabe, die Naturverhältnisse des Meeres zu erforschen, soweit sie für die Schiffahrt von Bedeutung sind. Auf einer Karte ist der Verlauf der Sturmfluten vom 11. bis 14. März 1906 in Wilhelmshaven und Cuxhaven bildlich dargestellt. In einem Bilde wird die Gezeitenrechenmaschine der Seewarte vorgeführt, ein Wunderwerk der Technik, die es ermöglicht, in wenigen Stunden für jeden Hafen der Welt Zeit und Höhe von Ebbe und Flut im voraus zu berechnen.

Wer sich über Umfang und Art der Tätigkeit der Deutschen Seewarte weiter unterrichten will, findet auf einem Auslegetisch die erforderlichen Bücher und Zeitschriften.



Modell eines Segmenttores für das Oberhaupt der Rosenthaler Schleuse bei Breslau im Maßstabe 1 : 15.

Beim Weitergehen fällt der große Lageplan des Kaiser-Wilhelm-Kanals auf, dessen Verkehr 1924 rd. 13½ Millionen N.R.T. erreichte und der sich weiter einer steigenden Entwicklung erfreut. In baulicher Hinsicht ist der Kaiser-Wilhelm-Kanal bemerkenswert durch die großen Schleusenanlagen an seinen Endpunkten. Diese sind schon deshalb notwendig, weil andernfalls starke Strömungen in dem Kanal herrschen würden, die den Schiffen das Steuern in dem naturgemäß beengten Fahrwasser des Kanals unmöglich machen würden. Bilder, Zeichnungen, sowie ein Modell zeigen die Bauart dieser Schleusenanlagen.

Weiter sind Bilder von den Brücken, die über den Kanal führen, ausgestellt. Die Bedingung, daß unter den Brücken für Seeschiffe eine freie Durchfahrthöhe von 42 m verbleiben sollte, und weil bewegliche Brücken für den Eisenbahnverkehr beim alten Kanal zu sehr lästigen gegenseitigen Störungen geführt haben, ergab die Notwendigkeit, zwei Hochbrücken mit sehr langen Anrampungen für zwei Eisenbahnlinien zu bauen, die bei Hochdonn im Westen und bei Rendsburg in der Mitte der Strecke den Kanal kreuzen. Die alte Grünenthaler Brücke, die als eine der schönsten Brücken Deutschlands gilt, konnte, ebenso wie die Brücke bei Levensau, bei der Erweiterung des Kanals in den Jahren 1907 bis 1914 glücklicherweise erhalten werden. Es gelang, durch Einführung steilerer Uferbefestigungen den erweiterten Kanalquerschnitt unter diesen Brücken zu schaffen. Für die Kreuzung einer Straße nebst Kleinbahn mit dem Kanal mußte bei Rendsburg mit Rücksicht auf die städtische Bebauung, die hohe Anrampungen verbot, eine Drehbrücke gewählt werden.

Weitere Erläuterungen zu diesen Brücken zeigt eine Tafel, die zwischen den Bildern aufgehängt ist.

Sich nach rechts wendend, sieht man Bilder aus Ostpreußen. Hier bilden der „Königsberger Seekanal“, der von Pillau durch das Frische Haff zur Pregelmündung führt, und weiter der Pregel die Zufahrtwasserstraße von See aus nach Königsberg. Linienführung und Querprofile des Kanals sind auf einem großen Plan dargestellt.

Die Molen des Hafens Pillau sind besonders der Wirkung von Eis und Sturm ausgesetzt, wie die ausgestellten Bilder zeigen. Seegang und Strömungen wirken auf die Versandung der Hafeneinfahrt, „Seetief“ genannt, und machen häufig Baggerungen erforderlich. Der früher hier beschäftigte Bagger mußte an die Entente abgeliefert werden. Von dem für ihn beschafften Ersatz, dem Bagger „Seetief“, ist ein Modell ausgestellt, das, soweit es in dem kleinen Maßstabe möglich war, alle Einzelheiten dieses mit den neuesten Einrichtungen ausgerüsteten Baggers zeigt. Der Bagger hat seinen eigenen Laderaum, kann also in sich selbst hineinbaggern und ist im Seegang verwendbar. Solche Bagger werden Hopperbagger genannt. Nach Bedarf kann der Bagger als Eimerbagger oder nach entsprechender Ummontierung als Saugebagger arbeiten.

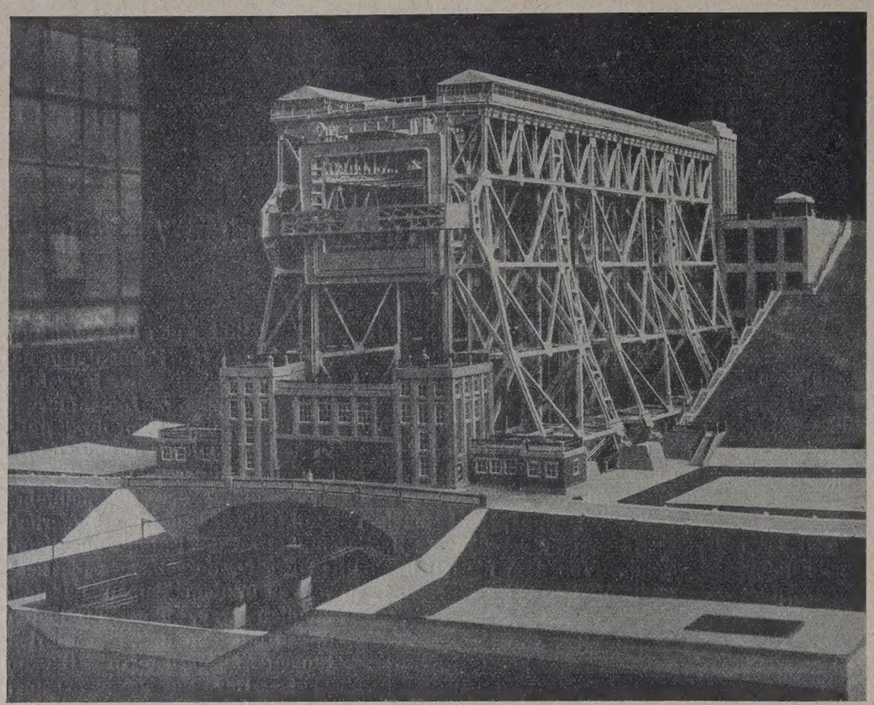
Die anschließenden Pläne zeigen die Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde. Hier ist die Fahrtiefe künstlich, durch Baggerungen, hergestellt worden und muß ständig erhalten werden. Zurzeit wird sie auf eine Tiefe von 8,70 m bei Mittelwasser gebracht. Die angedeutete Befeuerung gestattet den Schiffen die Nachtfahrt.

Ein weiterer Plan zeigt die zu Beginn dieses Jahrhunderts begonnene und in diesem Jahrzehnt ihrer Vollendung entgegengehende Verbesserung der Vorflut der unteren Oder von Hohensaathen bis zur Einmündung in den Dammschen See, und den Stettiner Hafen. Diese Arbeiten sollen unter Absenkung der kleinen und gewöhnlichen Wasserstände das vielfach verästelte Gewässernetz in zwei breiten und tiefen Stromarmen (Ost- und Westoder) an jeder Seite des Tales zusammenfassen. Die verbleibenden Wiesenflächen werden durch Eindeichung gegen unzeitige Überflutungen aus dem oberen Stromgebiet und gegen Staufluten des Haffs während der Zeit des Pflanzenwuchses geschützt. Gleichzeitig wird aber auch die düngende Bewässerung während der Winter- und Frühjahrszeit durch Einlässe sichergestellt.

Zur Aufnahme der Entwässerung des etwa 800 km² großen Oderbruches sowie der der unterhalb anschließenden Polder dient die Westoder.

Die nächsten Pläne zeigen Bauten zur Verbesserung des Hochwasserschutzes und der Schiffahrtstraße bei Breslau. Hier sind zur Entlastung der engen, unzureichenden und stark gekrümmten Stromarme in der Stadt und des alten, 1897 eröffneten Großschiffahrtweges ein Flutkanal für die Abführung von Hochwasser und Eis, und eine neue Schiffahrtstraße, die „Breitenbachfahrt“, hergestellt worden. Diese zweigen oberhalb Breslau bei Bartheln aus der Oder ab, benutzen in ihrem unteren Teil die „Alte Oder“ und münden unterhalb Breslau wieder in den Hauptstrom.

Den oberen Abschluß des Flutkanals bildet das mit einer Straßenbrücke verbundene Barthelner Wehr. Die 40 m weite Mittelöffnung dieser Anlage ist ein versenkbares Segmentwehr, während die beiden je 30 m weiten Seitenöffnungen Nadelverschlüsse aufweisen. An der Einmündung des Schiffahrtweges in die Oder liegt die Rosenthaler Schleuse, die bei dem beschränkten Abflußquerschnitt der unmittelbar

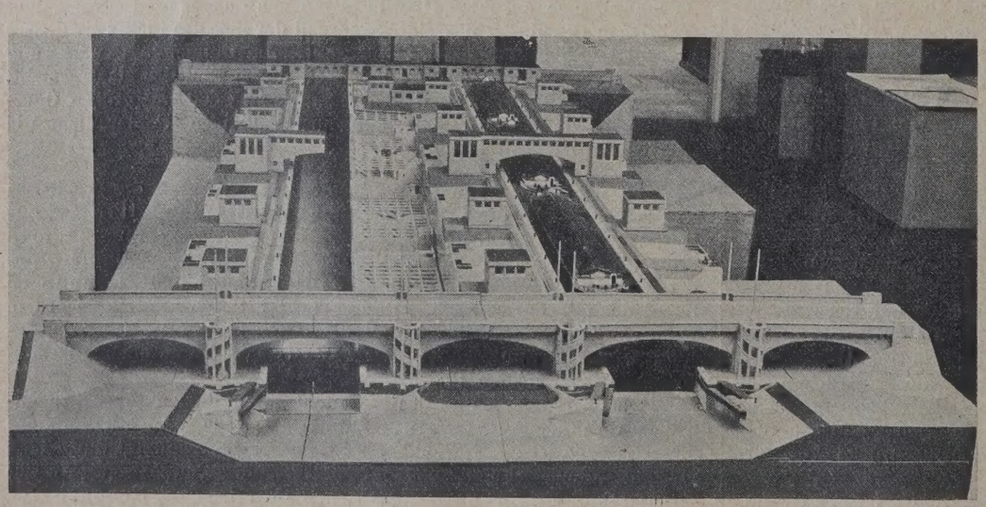


Modell für ein Schiffshebewerk bei Niederfinow im Maßstabe 1 : 50.

oberhalb liegenden Gröschelbrücke zur Hochwasserabführung herangezogen werden mußte. Der Verschluß des Oberhauptes ist deshalb als Segmenttor ausgebildet, das unter vollem Wasserdruck geöffnet werden und Hochwasser durch die Schleuse strömen lassen kann. Ein Modell dieses Tores ist ausgestellt.

Zur Verbindung des Hohenzollern-Kanals mit der rd. 40 m tiefer liegenden unteren Oder ist im Jahre 1914 die im Modell ausgestellte Schleusentreppe bei Niederfinow in Betrieb genommen worden. Infolge des unbefriedigenden baulichen Zustandes dieser Bauwerke, der auf den nicht als genügend zuverlässig sich zeigenden Baugrund zurückzuführen ist, ist es seit Jahren eine dringende Forderung der Interessenten an der Schiffahrtstraße Berlin—Stettin, daß die bereits im Gesetz von 1905 vorgesehene zweite Verbindung des Hohenzollern-Kanals mit der unteren Oder durch ein Hebewerk möglichst bald geschaffen werde, da mit der Notwendigkeit größerer Instandsetzungsarbeiten an der Schleusentreppe gerechnet werden müsse, die längere Sperrungen erfordern, die, da keine andere Verbindung mit der unteren Oder für die üblichen Oderkähne besteht, dem Handel und der Schiffahrt schweren Schaden zufügen würden.

In Anerkennung dieser Forderung werden zurzeit die Vorarbeiten für den Bau des zweiten Abstieges bei Niederfinow ausgeführt. Ein Schaubild zeigt den von dem dafür eingerichteten Neubauamt bearbeiteten Entwurf des geplanten Schiffshebewerks, von dem auch ein Modell im Maßstabe 1 : 50 ausgestellt ist. Die erforderlichen Erläuterungen sind auf einer Tafel am Modell angebracht.



Modell für eine doppelte Schleppzugschachtschleuse bei Anderten (Hannover) im Maßstabe 1 : 50.

Es wird beabsichtigt, den Entwurf des Hebewerkes der Akademie des Bauwesens vorzulegen. Wenn die Akademie den Entwurf gutheißt, soll er zur Grundlage einer öffentlichen Verdingung gemacht werden, mit der Maßgabe, daß unter Einhaltung gewisser Sicherheitsbedingungen von den sich bewerbenden Firmen Verbesserungs- und Verbilligungsvorschläge gemacht werden können.

In den letzten Jahrzehnten haben sich zahlreiche Ingenieure und große Maschinen- und Tiefbaufirmen mit der Frage der Überwindung großer Höhen durch Schiffahrtkanäle beschäftigt. Das System des Schiffshebewerkes Henrichenburg bei Dortmund kann bei Niederfinow nicht Verwendung finden. Der aus Sand und Kies bestehende Baugrund würde das Niederbringen der Schwimmerschächte außerordentlich kostspielig gestalten, und zwar um so mehr, als der Hub des geplanten Schiffshebewerkes von 36 m $2^1/_2$ mal so groß ist als der von Henrichenburg. Eine Trockenförderung der Schiffe kommt nicht in Betracht, weil die hier verkehrenden leichtgebauten Binnenschiffe dabei leck springen können, auch wenn sie beim Herausheben aus dem Wasser sehr sorgfältig auf der Hebebühne gelagert werden. Das Heraufziehen des Schiffes auf einer schrägen Bahn, sogenannten „Schiffseisenbahn", kommt ebenfalls nicht in Frage, weil die Gründung der Bahn auf dem zu Rutschungen neigenden Hange nach den Erfahrungen beim Bau der Schleusentreppen schwierig und kostspielig ist. Längere Zeit glaubte man, den Gewichtsausgleich durch zweiarmige Hebel schaffen zu können, etwa nach dem System der alten Ziehbrunnen, jedoch fand sich hierfür keine befriedigende Lösung.

Infolgedessen erwies es sich als notwendig, auf ältere Vorschläge zurückzugreifen und die Ausführung des Hebewerkes in der Form eines Aufzuges vorzusehen. Die Last des wassergefüllten Troges (mit oder ohne Schiff) von etwa 4000 t Gesamtgewicht wird durch zahlreiche Gegengewichte ausgeglichen, die durch Seile mit dem Hebewerk in Verbindung stehen. Die Einzelheiten dieser Seile und Seilscheiben nebst Lagern, ihre Flechtart, ihre Endverschlüsse usw. werden, nachdem ein besonderer Versuchsturm hierfür gebaut ist, in gemeinsamer Arbeit mit dem Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem und mit erfahrenen Spezialfirmen durch praktische Versuche festgestellt. Ein auf der Prüfmaschine zerrissenes Probeseil mit den Seiltöpfen ist nebst Beschreibung in der Nähe des Modells niedergelegt.

Die Verbindung der stark befahrenen Märkischen Wasserstraßen mit der mittleren Oder bedarf infolge des gestiegenen Verkehrs ebenfalls einer baldigen Ergänzung. Zu diesem Zweck ist bei Fürstenberg an der Oder eine Doppelschleuse mit 15 m Gefälle im Bau. Ein betriebsfähiges Modell dieser Schleuse ist ausgestellt.

Die Übersichtskarte der deutschen Wasserstraßen weist zwischen Weser und Elbe eine Lücke auf, die durch die seit langem angestrebte Vollendung des Mittellandkanals von Hannover bis zur Elbe geschlossen werden soll. Dadurch werden die westlichen und östlichen deutschen Wasserstraßen miteinander verbunden, und es wird dann endlich ein einheitliches deutsches Binnenwasserstraßensystem entstehen, auf dem 1000-t-Schiffe zwischen Rhein und Oder verkehren können. Ein Sonderplan zeigt den Weser-Elbe-Kanal.

Zur Fortführung des Schiffahrtverkehrs aus dem westdeutschen Industriegebiet zu dem großen Verbrauchsgebiet von Groß-Berlin soll der Mittellandkanal mittels einer Kanalbrücke über die Elbe fortgeführt und mit dem Ihle-Plauer Kanal verbunden werden.

Der Ihlekanal, nur für Schiffe von 400 t fahrbar, und der Plauer Kanal, für Schiffe bis zu 600 t fahrbar, sollen, um den Verkehr mit dem 1000-t-Schiff des Mittellandkanals aufnehmen zu können, erweitert werden. Der Plan der Erweiterung ist links neben der Übersichtskarte ausgehängt.

Die Fortführung des Mittellandkanals über Hannover hinaus bis Peine ist bereits nach Beendigung des Krieges zur Beschäftigung der zurückkehrenden

Soldaten in Angriff genommen worden. Die Arbeiten gehen ihrer Vollendung entgegen. Im Bau befindlich ist in dieser Strecke die Schleuse Anderten, von 225 m Nutzlänge, 12 m Breite, und einem Gefälle von 15 m. Die Schleuse wird mit Sparbecken in Speicherform, ähnlich der Mindener Schleuse, erbaut. Ein Modell der Schleuse, an dem die erforderlichen Erläuterungen angebracht sind, ist ausgestellt.

Zur Herbeiführung eines geregelten Wasserablaufes der Elbe, auch im Winter, ist ein regelmäßiger Eisbrechdienst eingerichtet. Das Modell eines Eisbrechers und eine Reihe von Bildern des Eisbrechdienstes auf der Elbe werden gezeigt.

Die weiteren Pläne zeigen die Umlegung des Fahrwassers auf einer Strecke der Außenweser. Hier wurde der bisherige Wurster Arm im Jahre 1922 verlassen und die Schiffahrtstraße in den Fedderwarder Arm übergeleitet. Es geschah dies dadurch, daß in dem Wurster Arm keine Baggerungen mehr vorgenommen wurden, dafür aber im Fedderwarder Arm der vertiefenden Wirkung der Strömung durch Baggerung nachgeholfen wurde. Naturgemäß erfordert diese Nachhilfe ganz erhebliche Leistungen, etwa 20 000 000 m³ Bodenbewegung. Zur dauernden Erhaltung der neugeschaffenen Fahrrinne sind auch weiterhin Baggerungen und die auf den Plänen dargestellten Regulierungswerke zur Festlegung der Ufer erforderlich. Die letzteren Arbeiten sind noch nicht abgeschlossen, werden aber 1927 beendet sein. Das neue Fahrwasser ist bereits heute für die größten Seeschiffe bei Hochwasser befahrbar.

Durch den bisher fertiggestellten Teil des Mittellandkanals hat Bremen eine Wasserverbindung mit dem westfälischen Industriegebiet erhalten, wo sich der größte Binnenschiffahrtsverkehr abspielt.

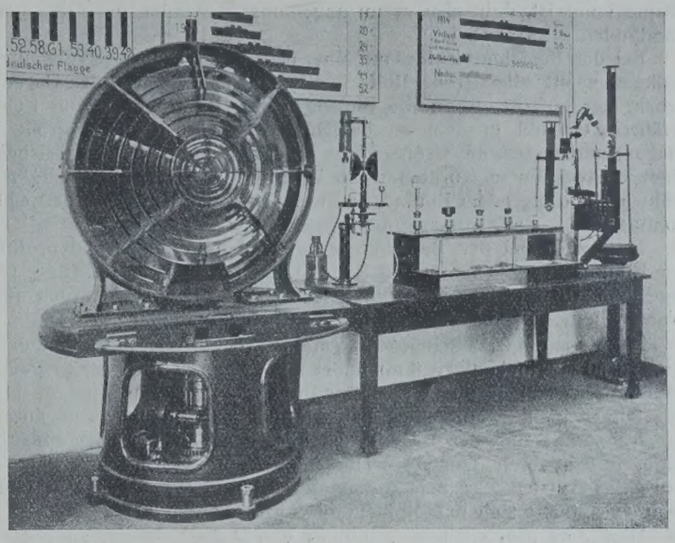
Einen besonders wichtigen Verkehrspunkt bilden die Schleusenanlagen bei Münster, wie die ausgehängten Pläne zeigen. Infolgedessen ist jetzt dort die dritte Schleuse erbaut worden.

Die folgenden Bilder zeigen einiges aus dem Stromgebiete des Rheins. Dieser hat in seinem Oberlauf in jüngster Zeit durch Ausbau eine bedeutende Verbesserung erfahren. Für die Strecke oberhalb Straßburg liegen Ausbaupläne vor. Bei der Kanalisierung des zum Rheingebiet gehörenden Neckars werden erhebliche Energiemengen gewonnen an den Staustufen, die zur Schiffbarmachung des Flusses erforderlich sind.

In einem besonderen Raum will das Seezeichenversuchsfeld des Reichsverkehrsministeriums, soweit es der beschränkte Raum gestattet, einen Einblick in den heutigen Stand der Leuchtfeuertechnik geben. Das Hauptstück der Sammlung ist ein Leuchtfeuer, das durch eine elektrische Gleichstrombogenlampe mittels einer Scheinwerferlinse von 250 mm Brennweite einen Lichtstrom von rd. 75 000 000 Kerzen Lichtstärke (ohne Streuer) erzeugt. Damit dieses Feuer den ganzen Horizont bestreicht, wird der Tisch, auf dem die Optik steht, mittels eines Elektromotors in Drehung versetzt. Der Lichtstrom trifft dann den Beobachter nicht dauernd, sondern nur blitzartig, in kurzen Zeitabständen. Dadurch, daß der Blitz durch davorgestellte Blenden (an dem Schaustück fortgelassen) nach gewisser Umdrehungszahl verdunkelt wird, erhalten die an verschiedenen Punkten der Küste aufgestellten Feuer auch verschiedene Kennungen, aus denen der Beobachter sofort erkennen kann, welches Feuer er vor sich hat.

Eine andere Art der Kennungsgebung wird bei einer kleinen Scheinwerferlinse, die an der einen Seitenwand des Raumes aufgestellt ist, gezeigt. Hier werden durch Löschen und Entzünden der Glühlampe einzelne Blinke in gewissen Zeitabständen erzeugt; die dazu erforderliche Erkennungsscheibe wird durch einen kleinen Elektromotor angetrieben.

Außer Linsen kommen in der Leuchtfeuertechnik Gürtel, bestehend aus einer Reihe von Glasringen, zur Verwendung, um das von der Lichtquelle nach allen Richtungen ausgestrahlte Licht wagerecht über den von der Optik umspannten Winkel zusammenzufassen. Von einem solchen Gürtel ist eine betriebsfähige Ausführung ausgestellt. Hier wird die Kennung dadurch erzielt, daß um den Gürtel mittels eines Uhrwerks Verdichterstäbe aus Glas gedreht werden, durch die der aus dem Gürtel austretende Schein zeitweise zu einem Blink von größerer Helligkeit verdichtet wird.



Optik und Lichtquellen für die Befeuerung der Seeschiffahrtstraßen. Im Vordergrunde ein Scheinwerfer von 250 mm Brennweite mit Gleichstrombogenlampe (ohne Streuer rd. 75 000 000 H. K.).

Welche Lichtquellen auf den wichtigeren Leuchtfeuern in Benutzung sind, wird in einer Zusammenstellung von Glühlampen und Glühkörpern nebst Brennern auf einem Tisch an einer Längswand des Ausstellungsraumes gezeigt. Dabei ist zu erwähnen, daß das Bestreben der Seezeichenverwaltung dahin geht, die eine ständige Wartung erfordernden Lichtquellen, wie Benzolglühlicht und Bogenlampen, durch solche, die ungewartet brennen können, wie Flüssiggasbrenner oder elektrische Glühlampen, zu ersetzen. Wird bei Verwendung von Glühlampen das Leuchtfeuer an das Stromnetz von Überlandwerken angeschlossen, so wird eine selbsttätige Umschaltvorrichtung vorgesehen, durch die, falls die Stromzuführung unterbrochen wird oder die Glühlampe durchbrennt, eine Flüssiggaslichtquelle in den Brennpunkt der Optik gebracht und an einer ständig brennenden Zündflamme entzündet wird. Zwei solcher Vorrichtungen sind in betriebsfertiger Ausführung an den beiden Seiten des obenerwähnten Tisches zu sehen. Eine dritte Umschaltvorrichtung, die im Falle des Durchbrennens der Glühlampe eine Ersatzglühlampe einschaltet, ist in der vorgenannten kleinen Scheinwerferlinse eingebaut.

Nicht immer kann für die Leuchtfeuer ein fester Standort gefunden werden. So müssen z. B., um die Außenriffe der deutschen Strommündungen zu bezeichnen, Leuchtfeuer auf Schiffen — Feuerschiffen — untergebracht werden. Die Leuchte eines solchen Feuerschiffes, und zwar die des Feuerschiffes „Norderney“, ist in einer nachgeahmten Laterne ausgestellt. Damit auch bei heftigen Schlinger- und Stampfbewegungen des Schiffes im Seegang der wagerechte Ausgang der Strahlenbündel aus dem Leuchtapparat gesichert bleibt, ist die Optik kardanisch in einem Doppelpendel aufgehängt, dessen Schwingungszahl so eingerichtet wird, daß die Pendelschwingungen durch die Schwingungen des Schiffes nicht verstärkt werden können. Die Optik besteht hier aus drei unter 90 ° zueinander stehenden Scheinwerferfeldern, die durch ein Gewichtsdrehwerk in Umdrehung versetzt werden und ein Blitzfeuer von drei in kurzen Zeitabständen aufeinander folgenden Blitzen erzeugen.

Zur weiteren Verständlichmachung sind an den Wänden des Raumes Pläne der Befeuerung der Deutschen Bucht und der Unter- und Außenweser aufgehängt. Ferner sind in Zeichnungen das Leuchtfeuer Hörnum und das Feuerschiff „Borkumriff“ nach seiner Ausrüstung mit neuzeitlichen Einrichtungen für Funk- und Wassernebelsignale dargestellt. Endlich wird in einem Glasschrank, der in der einen Ecke des Ausstellungsraumes steht, eine Anzahl von Modellen der an der Weser ausliegenden Tonnen gezeigt.

Belastungsproben zur Klärung des Einflusses der Elastizität des Bodens auf die Berechnung eines Schleusenbodens.

Alle Rechte vorbehalten.

In unregelmäßigen Zeitabschnitten erscheinen seitens des niederländischen „Ministerie van Waterstaat“ (Ministerium der öffentlichen Arbeiten) Veröffentlichungen, angeregt durch Studienreisen, Untersuchungen usw., die sich alle auf auszuführende Arbeiten beziehen und in vielen Fällen auch für größere Kreise beachtenswert sind. Ein solcher Bericht ist der von Ingenieur C. Wolterbeck erstattete Bericht über Belastungsproben in Beziehung zu der Frage, inwiefern die Elastizität des Bodens die Berechnung eines Schleusenbodens beeinträchtigt.

Die Berechnung der Biegungsmomente, die in einem Schleusenboden auftreten, ist nur unter der Annahme möglich, daß der Gegendruck des Sandbodens der in jedem Punkte auftretenden Eindrückung

proportional ist, d. h. also, wenn angenommen werden darf, daß der Sandboden elastisch ist.

Bei der Berechnung eines auf einer elastischen Unterlage ruhenden Balkens spielt eine große Rolle der Koeffizient E_0, d. i. der Gegendruck, der auftritt, wenn die Unterlage eine Eindrückung von 1 cm erfährt. Obwohl in dem zu berechnenden Ausdruck des größten Biegungsmomentes die Größe E_0 im allgemeinen unter dem Zeichen einer vierten Wurzel vorkommt, so ist doch der Wert, der für E_0 zu wählen ist, von großem Einfluß, da die Werte, die allenfalls in Betracht kommen, sehr stark voneinander abweichen.

Man wird bei der Berechnung des Schleusenbodens finden, daß der Einfluß der Elastizität des Sandbodens am meisten abhängig ist von dem Übergewicht, das die Schleuse über den Gegendruck des Wassers hat, und von der Starrheit des Schleusenbodens.

Für die zukünftige Schleuse in Ymuiden (lichte Weite zwischen den Mauern 50 m, Bodendicke 6 m) findet man, wenn man für E_0 5 kg/cm² annimmt, bei einer mit Wasser gefüllten Schleuse ein Moment, das ungefähr 20 % des Momentes beträgt, das man finden würde unter der Annahme, daß der Gegendruck über der ganzen Fläche gleich wäre, mit anderen Worten, wenn man E_0 unendlich groß wählen würde. Bei trockener Schleuse ist der Einfluß etwas geringer, und zwar vermindert sich das Moment bis auf ungefähr 30 %.

Man darf also schließen, daß es von Bedeutung ist, zu untersuchen, ob es möglich sei, eine Berechnungsweise auf eine gewisse Annahme für E_0 zu gründen.

Verfasser erwähnt einen Teil der Untersuchungen, die von verschiedenen Forschern über das elastische Verhalten des Bodens angestellt sind, und nennt: Wasiutynsky, Föppl, Brennecke, Häntzschel, Zimmermann, Hackstroh, Engeßer, Schwedler, Schubert, Kurdjümoff, Freund.[1])

Wasiutynsky und Föppl haben beide die Elastizität des Bodens nachgewiesen. Daß dies bei manchen anderen Belastungsproben nicht der Fall war, rührt vielleicht her von nicht genügend genauen Beobachtungen, zu trockenem Sande, wodurch der Zusammenhang der Sandteilchen nicht groß genug war, um elastische Bewegungen zu ermöglichen, und weil vielfach die Feststellung der Tragfähigkeit des Bodens Hauptsache war, das Wiederemporkommen nach Entlastung aber nur Nebensache.

Die Tragfähigkeit des Bodens, d. h. der größte Druck auf die Flächeneinheit, den der Boden ertragen kann, ohne daß das Gleichgewicht der auf dem Boden ruhenden Belastung gestört wird, und die Eindrückung der belasteten Grundfläche scheinen aber beide auf andere Weise abzuhängen von der Größe und Form der belasteten Grundfläche. Schon Häntzschel und Wasiutynsky weisen hierauf hin, und Zimmermann erwähnt, es sei eigentlich nicht richtig, für die Bettungsziffer einen unveränderlichen Wert (selbstredend für gleiche Bettungsart) anzunehmen; nur die geringe Verschiedenheit in den Abmessungen der Schwellen berechtigt zu dieser Annahme.

Engeßer hat theoretisch und auf Grund der Beobachtungen von Schubert und Kurdjümoff nachgewiesen, daß die Eindrückung einer belasteten Fläche bei gleichem Einheitsdruck größer wird, wenn die Fläche zunimmt. Er drückt den Wunsch aus, daß diese Theorie durch Beobachtungen bestätigt werde, was, soweit bekannt, niemals geschehen ist.[2])

Engeßer nimmt weiter die Tragfähigkeit als abhängig an von der Tiefe der belasteten Fläche unter dem Gelände; sie nimmt bei Größerwerden der Fläche stärker zu als diese.

Aus dem Vorhergehenden ist der Schluß zu ziehen, daß die Werte, die für E_0 gefunden sind bei Flächen von der Form und Größe einer Schwelle, nicht ohne weiteres gebraucht werden dürfen zur Berechnung eines Schleusenbodens.

A. Freund gebraucht in seiner Veröffentlichung „Berechnung von Schleusenböden nach der Elastizitätslehre“ in der Zeitschrift für Bauwesen 1918 für E_0 sogar den Wert von 1000 kg/cm², was vielleicht für Fels richtig ist, in welchem Falle aber die Berechnungen Freunds überflüssig sein würden.

Da die in der Literatur zur Verfügung stehenden Grundlagen ungenügend sind, um die Theorie der Elastizität ohne weiteres bei der Berechnung eines Schleusenbodens anzuwenden, ist es erwünscht, durch Beobachtungen die Sache näher aufzuklären.

Die Einrichtung für die Grundbelastungsproben bestand, wie aus Abb. 1 ersichtlich, aus einer Tafel A, die nötigenfalls eine Abstützung fand gegen Bretter B und auf einem Stempel C zur Übertragung des

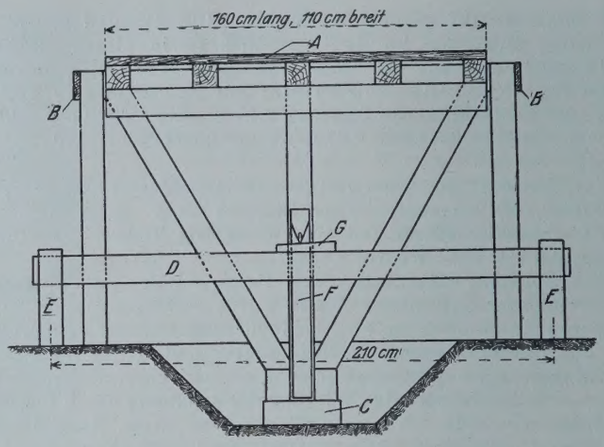


Abb. 1.

Druckes auf den Boden angeordnet war. Die Meßvorrichtung bestand aus zwei wagerechten Brettern D, die befestigt waren an eingerammten Pfählen E einerseits und zwei lotrechten, auf den Stempel C abgestützten Brettern F anderseits, während zwischen beide an scharfen Kanten ein Meßkeil G eingeschoben werden konnte. Die Pfähle E sind genügend weit vom Stempel C entfernt, um annehmen zu können, daß die belastete Fläche beim Einrammen der Pfähle E nicht beeinträchtigt wurde. Der Keil hatte einen Anzug von 1 : 20. Die Eindrückungen wurden doppelseitig aufgenommen, wodurch die genaue lotrechte Senkung überwacht und durch einseitige Belastung veranlaßt werden konnte; im allgemeinen waren die beiderseitigen Bewegungen gleich. Durch die Einrichtung wird zwar die Eindrückung des Stempels selbst (Dicke 10 cm) mit gemessen; der Wert dieser Eindrückung ist aber zu vernachlässigen gegenüber den Bodensenkungen.

Der Untergrund für die Beobachtungen bestand aus festem Sande, der vorher eine Belastung von einigen Metern Höhe Sand getragen hatte und mit Grundwasser gesättigt war. Dieser Untergrund war ein wenig niedriger als der gewöhnliche Kanalpegel.

Die Belastung bestand aus Pfählchen von Eisenbeton, jedes im Mittel 38,95 kg wiegend. Die Beobachtungen wurden mit Flächen von 100, 500, 1000, 2500 und 5000 cm² gemacht. Mit der Fläche von 100 cm² gelangen nur einige wenige Proben, da schon zu Anfang die Einrichtung sich schief senkte; diese Beobachtungen bleiben im folgenden außer Betracht.

Der Stempel C wurde auf eine genau wagerecht bearbeitete Fläche gesetzt, und zwar an einem Tage, an dem der Wasserstand im Kanal niedrig war. Bei einiger Erhöhung des Wasserstandes oder bei Regenfall kam der Untergrund unter Wasser, in welchem Zustande die Belastungen stattfanden.

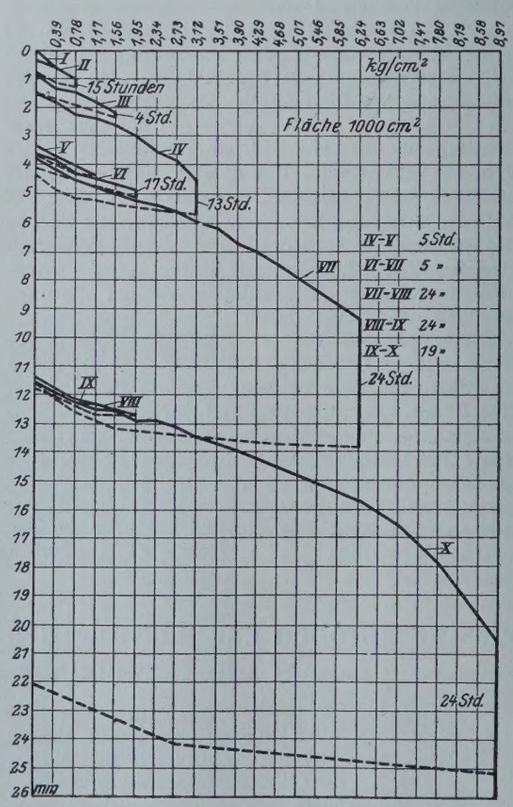


Abb. 2.

Es würde zu weit führen, alle Beobachtungen zu erwähnen; es seien hier in Abb. 2 nur alle Werte für die Fläche von 1000 cm² gegeben, und zwar sind die absoluten Senkungen, ausgehend vom Stande des Stempels bei der ersten Probe, aufgetragen. Die ausgezogenen Linien sind die Senkungen, die

[1]) Merkwürdigerweise sind genannt weder Bastian, der sehr eingehende Untersuchungen angestellt hat (Organ f. d. F. d. Eisenb.-Wesens 1906), noch van Dijk, der viele Beobachtungen über das Eindrücken von Schwellen angestellt hat („De Ingenieur“ vom 3. Oktober 1914).

[2]) Auch hier ergibt sich, daß dem Verfasser die vorher erwähnte Arbeit Bastians nicht bekannt ist.

gestrichelten die Hebungen bei und nach der Entlastung. Am Schluß der letzten Probe stand also der Stempel ungefähr 22 mm niedriger als am Anfang der ersten Probe. Die aufeinanderfolgenden Proben sind mit den Ziffern I bis X angegeben. Am Ende jeder Probe ist in den Fällen, wo dies erwähnt wurde, eingeschrieben, wieviel Stunden die größte Last auf der Fläche geblieben ist; weiter ist, sofern wenigstens bekannt, angegeben, welche Zeitdauer zwischen den verschiedenen Proben liegt.

Die Beobachtungen sind absichtlich für die Fläche von 1000 cm² als Beispiel aufgenommen, da nur bei dieser Reihe die Belastung bis 8,97 kg/cm² gesteigert wurde, während sie bei der Fläche von 500 cm² nicht höher als 1,95 kg/cm², von 2500 cm² nicht höher als 2,34 kg/cm² und von 5000 cm² nicht höher als 0,78 kg/cm² getrieben wurde.[3])

Aus den Beobachtungen ist unmittelbar zu erkennen, daß der Boden elastisch ist; stets hebt sich der Boden wieder bei der Entlastung, aber nie so hoch, wie er zuvor war. Weiter sieht man, daß sich eine elastische Nachwirkung zeigt; der Boden hat im allgemeinen das Bestreben, sich nach der Entlastung noch ein wenig zu heben.

Bei den verschiedenen Proben bei derselben Fläche hat stets die erste Linie die größte Senkung, was sich aus der Notwendigkeit erklärt, daß bei den ersten Belastungen die Ungleichmäßigkeiten zwischen Stempel und Boden ausgeglichen werden; nach einigen Belastungen bleibt die Neigung der Linien ziemlich dieselbe. Um aus den Beobachtungen mittlere Werte für die Senkungen bei einer gewissen Belastung auf die Flächeneinheit zu berechnen, ist es also zweckmäßig, die ersten Belastungen außer Betracht zu lassen.

Vergleicht man die Linien für die verschiedenen Flächen, dann ersieht man, daß die Neigung der Senkungslinien mit der Größe der Flächen zunimmt; der Boden wird also, gleichen Einheitsdruck vorausgesetzt, bei großen Flächen mehr zusammengedrückt als bei kleinen.

Um die „elastische“ und die „bleibende“ Senkung voneinander scheiden zu können, betrachtet Verfasser als elastische Senkung den Teil der Senkung, der nach Entlastung der belasteten Fläche innerhalb 24 Stunden wieder verschwunden ist, während er unter bleibender Senkung den Teil der Senkung versteht, der nach 24 Stunden noch da ist. Zuzugeben ist, daß der Zeitabschnitt von 24 Stunden willkürlich ist; eine größere Zeitdauer wäre besser. Selbst die Dauer von 24 Stunden ist nicht immer streng innegehalten, da sich erst während der Versuche herausstellte, wie das Verfahren am besten einzurichten war.

Für die mittleren elastischen und bleibenden Senkungen findet man bei einem Druck von 0,39 kg/cm²:

	elastisch	bleibend
für die Fläche von 500 cm²	0,20 mm	0,25 mm
„ „ „ „ 1000 „	0,29 „	0,12 „
„ „ „ „ 2500 „	0,58 „	0,11 „
„ „ „ „ 5000 „	1,34 „	0,06 „

Es zeigt sich übrigens, daß die bleibenden Senkungen besonders bei den ersten Belastungen auftreten, daß also ihr Einfluß kleiner wird, wenn der Boden öfters belastet worden ist.

[3]) Es ist sehr zu bedauern, daß die Belastungen nur für die Fläche von 1000 cm² etwas über die Tragfähigkeit des Bodens hinauskommen. Nur bei diesen Beobachtungen sieht man den Punkt, wo die Linie schneller zu sinken anfängt. Ein genauerer mittlerer Wert wäre auch für die anderen Flächen zu ermitteln gewesen, wenn die Senkungslinie über eine größere Strecke, bis zum Punkte der Tragfähigkeit, zu verfolgen gewesen wäre. Wie die meisten Proben genommen sind, haben die Unregelmäßigkeiten einen ziemlich großen Einfluß.

Für die Berechnung des Wertes E_0 sind ausschließlich die elastischen Senkungen zu benutzen; man findet:

für die Fläche von 500 cm²	$E_0 = 20{,}0$ kg/cm²
„ „ „ „ 1000 „	13,5 „
„ „ „ „ 2500 „	6,7 „
„ „ „ „ 5000 „	2,9 „

In Rücksicht auf den Zweck der Untersuchungen ist das Hauptgewicht zu legen auf das Verhalten der verschiedenen Größen der Flächen. Die elastische Eindrückung nimmt zu und E_0 nimmt ab mit der Größe der belasteten Fläche. Daß diese Tatsache nicht schon früher zutage getreten ist, schreibt Verfasser dem Umstande zu, daß man niemals versucht hat, die Einsenkungen in elastische und bleibende zu scheiden. Weiter meint Verfasser, daß die Tragfähigkeit eines Bodens wahrscheinlich eng zusammenhängt mit den bleibenden Senkungen, dagegen im wesentlichen unabhängig ist von den elastischen Senkungen. Er führt hierzu die folgenden Worte von Engeßer an: „Zum Schluß möge noch einmal ausdrücklich auf das verschiedenartige Verhalten der Grundflächengröße bezüglich der Tragfähigkeit und der Senkung hingewiesen werden. Bei einer Steigerung der Gesamtbelastung auf das n-fache genügt es, um die gleiche Sicherheit gegen Überschreitung der Tragfähigkeit einzuhalten wie bisher, die Grundfläche in einem geringeren Maße zu vergrößern: $F_n < nF$, da die Tragfähigkeit mit der Größe der Grundfläche wächst. Soll jedoch die Senkung die gleiche bleiben wie bisher, so ist hierzu im allgemeinen eine Grundfläche $F_n > nF$ erforderlich, da die Senkungen bei gleichen Einheitsbelastungen mit der Größe der Grundfläche zunehmen.“

Der Verfasser setzt weiter auseinander, daß bei quadratischen Flächen, die mit einem gleichen Gewicht f. 1 cm² belastet sind, die Senkung der Seite des Quadrats proportional ist, und meint auf Grund hiervon darauf schließen zu können, daß bei nicht quadratischen Flächen die Senkung der Quadratwurzel der Fläche proportional ist.[4])

Nach Berechnung eines Schleusenbodens nach einem Näherungsverfahren werden schließlich folgende Schlüsse gezogen: Der Wert von E_0 ist in hohem Maße abhängig von der Größe der belasteten Fläche, in dem Sinne, daß für eine große Fläche E_0 einen kleinen Wert erhält. Zufolge dieses kleinen Wertes in erster Linie und ferner zufolge der Ungewißheit des für E_0 anzunehmenden Wertes, der bleibenden Senkungen, der langdauernden elastischen Nachwirkung des Bodens und der hohen Werte des gesamten Gegendrucks des Bodens führt die Anwendung des bei Berechnung des Eisenbahnoberbaues gebräuchlichen Grundsatzes der Proportionalität zwischen Druck und Senkung bei Berechnung des Querschnittes einer auf den gewachsenen Boden gegründeten Schleuse nicht zu einem zuverlässigeren, niedrigeren Werte des Biegungsmomentes im Schleusenboden, als mit dem, den man erhält, wenn man den Gegendruck des Erdbodens als gleichmäßig verteilt in Rechnung zieht. C. D.

[4]) Theoretisch ist unter vereinfachten Annahmen, wie sie Verfasser auch macht, zu beweisen, daß bei gleicher Belastung auf 1 cm² die Senkung bei quadratischen und kreisrunden Flächen dem Umfange proportional ist. Bei rechteckigen Flächen ist die Beziehung viel verwickelter; doch darf man sagen, daß für solche Rechtecke, deren Länge nicht mehr als das Doppelte oder Dreifache der Breite beträgt, annähernd dieselbe Beziehung gilt. Die Erweiterung, die Verfasser bei seinen Ausführungen für quadratische Flächen auf anders geformten Flächen gibt, ist nicht zulässig.

Belastungsversuche mit Gitterträgern, ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Friedrich Fölsing**, Frankfurt (Oder).

(Schluß aus Heft 28.)

Ende November gelangte anläßlich der Tagung des „Ausschusses für Versuche im Eisenbau“ in Küstrin ein dritter Versuch zur Durchführung. Die Preßdrücke wurden diesmal im Gegensatz zum ersten und zweiten Versuch an den Anschlußstellen der Längsträger an die Querträger angesetzt, um möglichst der Wirklichkeit entsprechende Verhältnisse zu schaffen (Abb. 16). Von der Winkelaussteifung des Trägers am Auflager wurde aus demselben Grunde abgesehen. Zwischen den Hauptträger und die Spannkonstruktion wurden ungefähr rd. 6 cm breite Flacheisenstücke gelegt, so daß sich der Träger ungehindert am Auflager drehen konnte und Einspannmomente vermieden wurden. Die Anordnung und Verteilung der Meßapparate war ebenso wie bei Versuch II.

Der Versuch verlief ähnlich wie der vorherige. Der Bruch trat bereits bei einer Belastung von 420 t in Untergurtmitte — also an gleicher Stelle wie bei Versuch II — ein. Größere Formänderungen an den Wandgliedern konnten im Gegensatz zu Versuch II an dem unteren Überbau nicht beobachtet werden. Dagegen bogen sich eigenartigerweise an dem darübergelegten, weniger stark belasteten Überbau die Diagonalen im Felde VIII eines Hauptträgers aus. Die vorgenommenen Belastungen gehen aus der zweiten Spalte der Tabelle 6 für die Dehnungsmessungen hervor. Bemerkt muß dazu noch werden, daß der Überbau 30 Min. lang der Einwirkung der Last $\varphi \cdot N$ (Belastung Nr. 10, 11) ausgesetzt wurde.

Die Meßergebnisse in der Tabelle unterscheiden sich stellenweise erheblich von den Ergebnissen des früheren Versuches und bestätigen die beim zweiten Versuch ausgesprochene Vermutung, daß erhebliche Nebenspannungen ein vollständig verschleiertes Bild von den Achsenkräften gaben. Nachfolgend seien die Einzelergebnisse kurz besprochen.

Die Diagonalen des Feldes III wiesen anscheinend keine oder nur sehr geringe Formänderungen am Anfange auf. Die Druckspannung im Stabe 4 konnte daher bis 1570 kg/cm² anwachsen, ohne Knickerscheinungen zu ergeben (Tabelle 7).

Ein Vergleich der Spannungen unter sich ist nur teilweise möglich, da Messung II ausfiel (s. Tabelle 6, Bemerkung: Meßapparat arbeitete

Tabelle 6. Versuch III.

Belastungs-Nr.	Belastung mit	Dehnungen der Stäbe in % mal 10^4 bei den Meßstellen: Diagonalstäbe Feld III 1	2	3	4	Diagonalstäbe Feld V 5	6	7	8	Untergurtstab Feld VI 13	14	Bemerkungen
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Ablesung 3 als Nullage gewählt, da bei der ersten Nullage (Ables. 1) der Träger anscheinend schon etwas belastet war
4	P_{10}	148		148	— 247	26	4	26	— 79	243	292	
5	N	230		242	— 410	43	30	26	— 88	431	472	
6	0	— 30		— 17	— 18	— 17	4	— 18	— 9	22	3	
7	N	196		233	— 392	[26]	[4]	[13]	— 79	422	463	
	Mittel	213		238	— 401	—	—	—	— 84	427	468	
	federnd	243		255	— 383	60	26	44	— 75	405	465	
8	φN	278	Meß-	360	— 744	30	47	9	— 132	991	918	
	„	—		—	—	—	—	—	—	1102	—	Ablesung unmittelbar vor der Entlastung
9	0	— 135	apparat	— 64	— 97	— 87	[30]	— 88	— 18	401	176	
	federnd	413	arbeitete	424	— 647	117	—	97	— 114	701	742	
10	φN	252	fehler-	326	— 749	— 9	30	— 35	— 115	1087	947	
	„	—	haft	—	—	—	—	—	—	1153	999	Nach 3 Minuten
11	φN	261		347	— 780	— 17	47	— 44	— 110	1232	1026	Nach 30 Minuten
12	0	— 157		— 85	— 84	— 113	4	— 114	9	518	227	
	federnd	418		432	— 696	96	43	70	— 119	714	799	
13	φN	239		322	— 762	65	65	— 4	— 48	1210	1004	
14	gleichmäßig verteilte Belastung 350 t	270		360	— 802	65	91	— 9	— 40	1400	1268	
	„	—		—	—	—	—	—	—	1600	—	Nach 3 Minuten
15	419 t	278		403	— 885	— 100	155	— 250	22	3500	2800	

Tabelle 7. Versuch III.

Stabspannungen.

Belastung mit	Gesamtpressendruck	Diagonalstäbe Feld III 1	2	3	4	Diagonalstäbe Feld V 5	6	7	8	Untergurtstab Feld VI 13	14
		Fl.-E. $91 \cdot 14$ $F_n = 9{,}5$		$105 \cdot 14$ $F_n = 11{,}5$	$91 \cdot 14$ $F = 12{,}8$	Fl.-E. $80 \cdot 14$ $F_n = 8{,}0$			$80 \cdot 14$ $F = 11{,}2$	$F_n = 108{,}7 - 17 = 91{,}7$	
P_{10}	111 t	290	0	290	— 484	51	8	52	— 155	477	572
N	189 t	418	—	466	— 788	—	—	—	— 165	840	919
φN	295 t	(810)	—	(830)	(— 1265)	(229)	—	(190)	(— 224)	(1380)	(1460)
	„	(820)	—	(847)	(— 1361)	(188)	(84)	(137)	(— 233)	(1400)	(1560)
φN	295	778	—	800	— 1325	350	120	216	— 112	1360	1520
gleichm. verteilte Belastung	350	838	—	872	— 1404	350	170	206	— 96	1730	(2040)
	419	853	—	955	— 1570	25	296	— 267	26		

Tabelle 8. Versuch III.

Belastungs-Nr.	Belastung mit	Senkungen des Untergurtes in $^1/_{10}$ mm bei den Meßstellen: Auflager 15	16	17	Mitte 18	19	20	21	22	Auflager 23	Bemerkungen
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Bem. zu Ablesung 3, s. Tab. 6
4	P_{10}	10	37	79	106	113	104	75	35	8	
5	N	17	71	141	188	195	180	130	63	15	
6	0	4	3	8	10	9	10	8	3	3	
7	N	17	71	141	183	195	180	130	64	15	
	Mittel	17	71	141	186	195	180	130	64	15	
	federnd	13	68	133	176	186	170	122	61	12	
8	φN	30	132	267	350	375	340	244	120	28	
	„	—	—	—	—	—	—	—	—	—	Ablesung unmittelbar vor der Entlastung
9	0	10	27	60	75	83	70	52	27	12	
	federnd	20	105	207	275	292	270	192	93	16	
10	φN	32	137	279	370	395	355	258	127	31	
	„	—	—	—	385	410	370	268	132	32	Nach 3 Minuten
11	φN	35	149	306	400	430	380	277	134	33	Nach 30 Minuten
12	0	—	—	—	98	105	90	67	33	14	
	federnd	—	—	—	302	325	290	210	101	19	
13	φN	32	146	297	390	417	370	275	135	35	
14	Gesamtbelastung 350 t	36	164	336	450	493	440	327	163	41	
	„	—	—	—	—	—	—	—	—	—	Nach 3 Minuten
15	419 t	50	272	578	800	—	790	—	280	61	

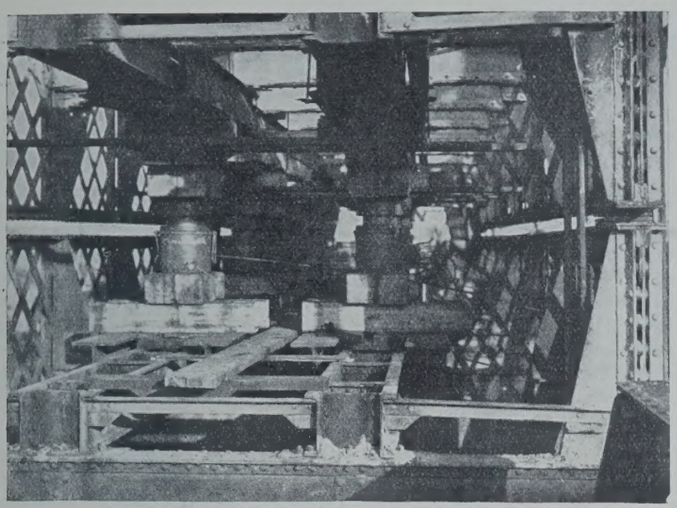


Abb. 16. Versuch III.

fehlerhaft). Der Stab 3 hat fast dieselbe Beanspruchung wie Stab 1, beteiligt sich also an der Aufnahme der Querträgerlast in geringerem Maße als bei Versuch II. Bezüglich des Spannungsunterschiedes von 1 und 4 gilt das bei Versuch II Gesagte.

Im Felde V zeigen die Beanspruchungen gegenüber den Versuchswerten II kein einheitliches Bild, da sie sowohl nach der einen als auch nach der anderen Seite abweichen. Die Druckspannung in 8 ist, abgesehen von dem Werte für P 10, noch am ehesten mit dem Ergebnis von Versuch II in Einklang zu bringen, besonders hinsichtlich Belastung N und $\varphi \cdot N$. Von Nr. 13 ab machen sich wahrscheinlich infolge des längeren Einwirkens der Last $\varphi \cdot N$ Anzeichen des Ausknickens bemerkbar.

Völlig anders verhält sich Stab 6, dessen Spannungen aus statischen Gründen denen von Stab 5 gleichkommen müßten. Anscheinend haben frühere Ungenauigkeiten bei der Bauausführung oder, was noch wahrscheinlicher ist, die Formänderungen der Gurtungen, denen die in kurzen Abständen festgehaltenen Schrägstäbe nicht entsprechend Folge leisten konnten, die Abweichungen verursacht. Diagonale 7 zeigt die bereits beim zweiten Versuch beobachteten und dort begründeten Erscheinungen.

Die Spannungen im Untergurt kommen den beim vorigen Versuch gefundenen Werten nahe. Die Zerstörung des Gurtes trat diesmal schon bei einem Pressendruck von 420 t (statt 490 t) ein. Vermutlich hat die längere Belastung des Überbaues mit $\varphi \cdot N$, die nach 30 Min. einen Dehnungszuwachs von 8% erzeugt hatte, den vorzeitigen Bruch verursacht.

Ebenso wie beim Versuch II wurden auch bei diesem die Durchbiegungen gemessen und in der Tabelle 8 zusammengestellt. Wie ein Vergleich der Tabellen 4 und 8 ergibt, besteht zwischen beiden gute Übereinstimmung. Die kurz vor dem Bruch gemessene Durchbiegung in der Mitte erreichte rd. 8,5 cm $\left(\frac{1}{175}\, l\right)$.

Da infolge des größeren Abstandes der Pressen von den Hauptträgern ein stärkeres seitliches Ausweichen der Obergurte zu erwarten war, wurden über den drei mittleren Querträgern die Abstandverminderungen der Hauptträgerobergurte gemessen (Tabelle 9). Der Ausschlag eines Gurtes erreichte in der Mitte bei der größten Belastung nur ungefähr 7 mm. Ein Ausknicken des Obergurtes kam wegen der kräftigen Absteifung an den Querträgern nicht in Frage.

Es würde noch zu untersuchen sein, wie sich die durch die Versuche gefundenen Spannungswerte zu den errechneten Werten verhalten. In den Tabellen 10 u. 11 wurden zu diesem Zwecke die

Tabelle 9. Versuch III.

Belastung mit	Abstandverminderung der Obergurte der beiden Hauptträger in mm			Bemerkungen
	Meßst. 25	Meßst. 26	Meßst. 27	
P_{10}	3,5	4,0	4,0	Die nach der Entlastung bleibende Abstandverminderung konnte nicht bestimmt werden, da die Meßgenauigkeit nicht ausreichte
N	7,5	7,5	7,5	
φN	11,0	12,0	12,5	
350 t	—	12,0	—	
419 t	—	14,0	—	

Tabelle 10.

Rechnerische Ermittlung der Gurtspannung

Belastung	Momente in Feld VI (Mitte)		Untergurtspannung 13, 14	
	als „Blechträger" gerechnet (ohne Berücksichtigung des Stehbleches)	als Fachwerkträger (mit Zugdiagonalen) gerechnet	als „Blechträger" gerechnet $W \approx 13\,650$	als Fachwerkträger gerechn. mit $h = 154{,}67$ $F_n = 91{,}7$
P_{10}	114,5 mt	109,1 mt	835	770
φP_{10}	185 „	175 „	1355	1240
N	189,2 „	179,8 „	1390	1280
φN	304 „	289 „	(2200)	(2050)
209 t	204,2 „	196 „	1495	1390
280 t	272 „	261 „	(2000)	1860
350 t	340 „	326 „	(2490)	(2320)
419 t	408 „	391 „	(3000)	(2780)
489 t	476 „	456 „	(3480)	(3240)

rechnungsmäßig ermittelten Spannungen zusammengestellt. Die Diagonalhauptspannungen wurden unter den Annahmen bestimmt, daß die Querkraft sich gleichmäßig auf die Zug- und Druckdiagonalen eines lotrechten Schnittes verteilt und andere, von den Biegungsmomenten etwa herrührende Kräfte nicht in Frage kommen. Dieses Rechnungsverfahren kann natürlich nur angenähert richtig sein, da es sich im vorliegenden Falle außerdem um ein mehrfach statisch unbestimmtes System handelt.

Bei der Berechnung der Gurtspannungen wurde der Hauptträger einmal als „Vollwandträger" (ohne Berücksichtigung des Stehblechs), das andere Mal als Fachwerkträger mit Zugdiagonalen angesehen.

Die Gegenüberstellung der Versuchs- und Rechnungsergebnisse läßt erkennen, daß die Spannungen in den Diagonalen größtenteils viel zu niedrig gefunden wurden. Die mutmaßlichen Gründe hierfür wurden bei der Besprechung der Einzelmessungen bereits angegeben. Nur die Spannungen in den Druckstäben erreichen stellenweise, sofern sie nicht aus früher angegebenen Gründen vielleicht zu hoch gemessen wurden, den rechnerischen Wert. Das gleiche gilt für die Gurtspannungen, die hinter der Rechnung im günstigsten Falle (Fachwerkträger) um mindestens rd. 15% zurückbleiben.

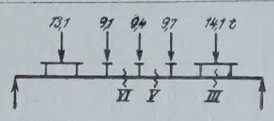
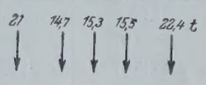
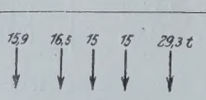
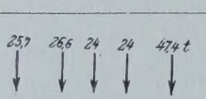
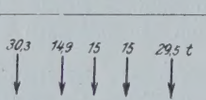
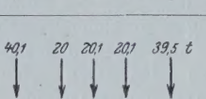
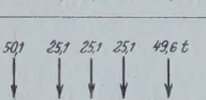
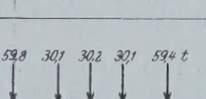
Es drängt sich nun die Frage auf, ob nach dem tatsächlichen Verhalten des Überbaues eine angenäherte Berechnung des Hauptträgers als Fachwerkträger (mit Zugdiagonalen) oder als „Vollwandträger" zweckmäßiger ist. Die Frage etwa auf Grund der ermittelten Bruchlasten zu beantworten, erscheint nicht angängig, weil sich der Träger bei diesen außergewöhnlichen Belastungen und Spannungen ganz anders als bei den gewöhnlichen, praktisch zulässigen Belastungen verhalten mußte. Wie der Versuch II auch zeigte, bildete sich bei einem Hauptträger — nach Versagen der Druckdiagonalen — die wenigstens für den Zuggurt statisch günstigere Form des Fachwerks mit Zugdiagonalen aus. Die eigenartige Folge war, daß der Zuggurt des Hauptträgers, dessen Druckdiagonalen noch unbeschädigt geblieben waren, zuerst brach. Da nun bei den praktisch in Betracht kommenden Belastungen, wie die Messungen zeigten, die Druckdiagonalen in gleicher Weise wie die Zugdiagonalen an der Kraftübertragung teilnehmen, würde eine Berechnung als Fachwerkträger ein für die Zuggurtung zu günstiges Ergebnis liefern.

Sofern die Versuche ein allgemeines Urteil über Gitterträger ähnlicher Bauart zulassen, dürfte sich empfehlen, die Untergurtspannungen so zu bestimmen, wie dies beim „Vollwandträger" üblich ist. Ob bei der Berechnung der Obergurtstäbe in gleicher Weise verfahren werden darf, kann nicht ohne weiteres angenommen werden. Nach dem Verhalten des Obergurtes bei den Versuchen zu urteilen, scheint — bei genügend abgesteiftem Obergurt — eine Berechnung als Vollwandträger angängig zu sein. Es muß jedoch anderseits darauf hingewiesen werden, daß die Berechnung als „Fachwerkträger" mit Zugdiagonalen für die Obergurtstäbe weit ungünstigere Werte, besonders in den Endfeldern, ergibt.

Bezüglich der Diagonalen kann aus den Versuchen kein annähernd zutreffendes Rechnungsverfahren hergeleitet werden. Es läßt sich nur sagen, daß die Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Querkraft auf die Zug- und Druckdiagonalen eines lotrechten Schnittes zu Rechnungswerten führte, die mit Ausnahme von Stab 4 (Versuch III) kleiner als die gemessenen Werte waren. — Die Druckdiagonalen vollständig bei der Berechnung auszuschalten, dürfte deswegen nicht empfehlenswert sein, weil ihre Zerstörung auch die damit fest verbundenen und voll beanspruchten Zugstäbe mehr oder weniger in Mitleidenschaft ziehen muß. Sofern die Zugstäbe außerhalb eines Knotens den Gurt fassen, müssen außerdem, da der Gegenhalt der Druckdiagonalen fehlen würde, auch größere Biegungsspannungen in den Gurtungen auftreten. Die Gitterbrücken sind eben nur dann statisch

Tabelle 11.

Rechnerische Ermittlung der Diagonalhauptspannungen

Belastungsschema	Belastung	Querkräfte in t		Hauptspannungen in kg/cm²								Bemerkungen
		Feld III	Feld V	Feld III				Feld V				
				1	2	3	4	5	6	7	8	
	P_{10}	21,05	4,3	521		432	— 390	128			— 92	Die Spannungen von 4 u. 8 sind ohne Berücksichtigung der Knickzahl berechnet
	φP_{10} [$\varphi = 1{,}61$]	33,9	6,92	840		693	— 630	206			— 147	
	N	35,25	5,6	882		732	— 660	167			— 119	
	φN	56,7	9,0	1400		1160	— 1040	268			— 192	
	209 t	37,5	7,5	928		763	— 690	223			— 160	
	280 t	50	10	1240		1020	— 930	297			— 212	
	350 t	62,5	12,5	1550		1280	— 1160	372			— 265	
	419 t	~ 75	~ 15	1850		1520	— 1380	446			— 319	

möglich, wenn in den Wandgliedern in gleicher Weise Zug- und Druckspannungen übertragen werden können. Aus diesen Gründen ist es vielleicht zweckmäßig, die Druckspannungen nach obiger Annahme zu ermitteln und, da ein Nachgeben der Druckdiagonale keine unmittelbare Gefahr für das Bauwerk bedeutet, die Knicksicherheit etwas herabzusetzen. Die Zugdiagonalen würden so zu berechnen sein, daß sie bei etwaigem Versagen der Druckdiagonalen die gesamte Querkraft aufzunehmen vermögen.

Im folgenden seien die Ergebnisse der Versuche nochmals kurz zusammengefaßt.

Die Versuche bewiesen einerseits, daß den Gitterbrücken mit schlaffen Diagonalen eine verhältnismäßig große Tragfähigkeit zukommt, die an diejenige der Vollwandträger heranreicht; anderseits jedoch, daß in den Wandstäben Kräfte in Erscheinung treten, die der Größe nach mit der Rechnung nicht im Einklang stehen. Da trotz der geringen gemessenen Spannungen teilweise Formänderungen an den Füllstäben auftraten, muß angenommen werden, daß — etwa infolge der Verbindung der Stäbe an den Kreuzungsstellen oder zufällig vorhandener Verbiegungen und Ungenauigkeiten bei der Ausführung — Nebenspannungen auftraten, die sich jeder Berechnung und Voraussicht entziehen. Wenn nun auch bei genügend starkem Obergurt und ausreichenden Zugdiagonalen das Nachgeben der Druckdiagonalen im allgemeinen nicht den unmittelbaren Bruch des Überbaues zur Folge hat, so bedeutet dies doch eine Zerstörungserscheinung, die durch Berechnung der Druckdiagonalen zu vermeiden versucht werden muß.

So sehr sich diese Gitterträger also im Grunde genommen bewährt haben, so ist doch mit Rücksicht auf die Füllungsstäbe und deren im Laufe der Jahre durch den Eisenbahnbetrieb mögliche Beschädigungen ein gewisses Mißtrauen gerechtfertigt.

Anschließend an obige Ausführungen sei noch aller Beteiligten gedacht, die am Gelingen der Versuche hervorragend mitgewirkt haben. So hat die Firma Steffens & Nölle, Berlin-Tempelhof, den Aufbau der Versuche vorgenommen, das Staatliche Materialprüfungsamt hat die Manometer und Meßgeräte mit den zugehörigen Tabellen zur Verfügung gestellt und durch die Herren Panzerbieter und Dipl.-Ing. Bierett die Anbringung der Meßapparate vornehmen und die Anweisungen zu den Messungen geben lassen. Desgleichen haben sämtliche Herren der Brückenbauabteilung der Reichsbahndirektion Osten sich an den Ablesungen und der Herstellung photographischer Aufnahmen beteiligt, und besonders hat der Dipl.-Ing. Wenzl sich um die wissenschaftliche Auswertung der Versuche verdient gemacht.

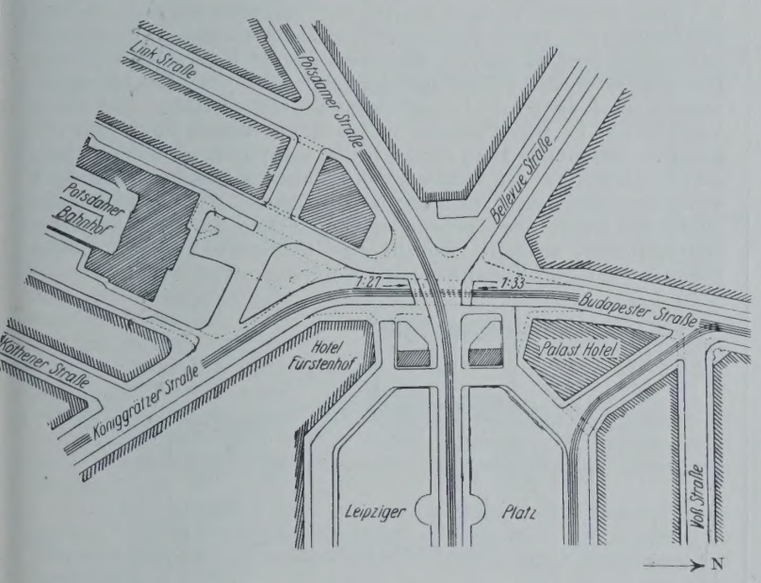
Vermischtes.

Reichsbahndirektor Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr. G. Schaper zum Ehrendoktor der technischen Wissenschaften ernannt. Nachdem bereits im Jahre 1922 Herr Geheimrat Schaper von der Technischen Hochschule Darmstadt die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber erhalten hatte, hat jetzt die Deutsche Technische Hochschule zu Brünn ihn in Anerkennung seiner hervorragenden fachlichen Leistungen zum Ehrendoktor der technischen Wissenschaften ernannt. Herr Geheimrat Schaper ist weiten Fachkreisen vor allem bekannt geworden durch sein ausgezeichnetes Werk „Eiserne Brücken", das bereits in fünfter Auflage erschienen ist. Seit dem Bestehen der „Bautechnik" zählt er zu deren hervorragendsten und geschätztesten Mitarbeitern; er hat in unserer Zeitschrift eine Reihe vortrefflicher Aufsätze aus dem Gebiete der eisernen Brücken veröffentlicht, von denen hier nur die umfangreiche, gründliche Arbeit über den Bau der Lidingö-Brücke erwähnt sei. Zu der neuen, wohlverdienten Auszeichnung sprechen wir unserm hochverehrten Mitarbeiter unseren aufrichtigen Glückwunsch aus.

Die Schriftleitung.

Zur Verkehrsverbesserung auf dem Potsdamer Platz in Berlin. In der „Bautechnik" 1925, Heft 25, S. 324, macht Herr Oberregierungsbaurat Roudolf einen Vorschlag, den Verkehr auf dem Potsdamer Platz zu verbessern, der sich als Gegenstück eines Vorschlages von mir (s. Berl. Börsenztg. v. 24. Mai 1925) darstellt. Nach meinem Plan wird nicht die Leipziger Straße, sondern die Königgrätzer—

Budapester Straße unter der anderen Richtung durchgeleitet. Die Potsdamer—Leipziger Straße soll so angerampt werden, daß sie im Kreuzungspunkte etwa 1,5 m höher liegt. Der Zug der Budapester—Königgrätzer Straße kann dann zwischen der Voßstraße und dem Tunnel der Untergrundbahn so weit — etwa 3,5 m — gesenkt werden, daß eine Überbrückung durch die Leipziger Straße in voller Breite möglich wird. Der Wagenverkehr Budapester—Potsdamer Straße soll in der Hauptsache umgelenkt bleiben. Der Verkehr Leipziger Straße—Bellevuestraße biegt nach der Überbrückung ab. Die Wagen von der Königgrätzer zur Potsdamer Straße fahren nahe vor dem Potsdamer Hauptbahnhof vorbei und durch eine Durchfahrt in den Häusern der Linkstraße auf das Eckhaus Linkstraße–Potsdamer Straße zu. Eine ähnliche Durchfahrt führt die Straßenbahngleise, die nördlich um den Leipziger Platz vor dem Mossehaus vorbeilaufen, zur Ecke Budapester Straße—Voßstraße, durch Häuser also, die gerade jetzt abgerissen werden. Diese Durchfahrt kann auch einen Verkehr von der Budapester Straße in die Potsdamer Straße vermitteln.



Diese Lösung läßt den Hauptverkehr, der in den Radialstraßen zwischen Bureaus und Wohnungen läuft, möglichst ungestört, freilich zuungunsten der anderen Verkehrsrichtung. Aber die Überbrückung ist die denkbar kürzeste und somit auch die billigste. Die Verkehrsumlenkungen sind nicht größer als heute und können z. T. aufgehoben werden, so braucht der Verkehr aus der Leipziger in die Potsdamer Straße nicht mehr zum Teil durch die Voßstraße geleitet zu werden. Auch die Durchfahrten erfordern keine besonderen Kosten, da sie durch die Vermietung der gewonnenen Flächen und kleinen Läden an beiden Seiten größtenteils gedeckt werden können.

Der beigegebene Lageplan macht die neue Linienführung deutlich.

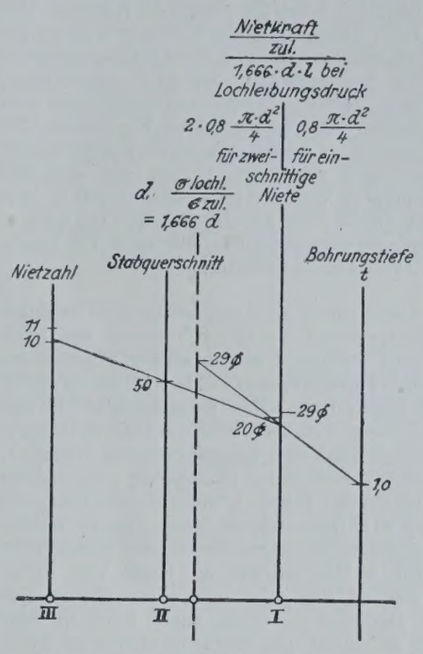
O. v. Haselberg, Regierungsbaumstr. a. D.

Entwicklung des Verkehrs in den Nordseehäfen. Die den „V. d. I. Nachr." entnommenen nachstehenden Zahlen zeigen die anhaltende Belebung des Hafenverkehrs von Hamburg, Rotterdam und Antwerpen. Die Friedensziffern waren bereits 1924 überschritten und zeigen auch für das erste Vierteljahr 1925 eine erhebliche Steigerung.

Jahr	Hamburg Mill. N. R. T.	Rotterdam Mill. N. R. T.	Antwerpen Mill. N. R. T.
Jan.-März 1922	2,81	2,56	2,50
„ 1923	3,57	2,83	3,63
„ 1924	3,38	2,99	3,83
„ 1925	4,11	3,71	4,16

Übertragung von Baggerarbeiten in Frankreich an eine deutsche Firma. Wie wir erfahren, ist der in dem kürzlich erschienenen Berichte des Reparations-Agenten erwähnte Auftrag auf Ausführung größerer Baggerarbeiten in der Seine bei Vernon der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G, Biebrich a. Rhein, übertragen worden.

Nietberechnungen mit Hilfe von nomographischen Tafeln. Die in der „Bautechnik" 1925, Heft 7, S. 74, von Herrn Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Kommerell gebrachten nomographischen Hilfstafeln für Nietberechnungen dürften sich durch eine unwesentliche Abänderung für den Gebrauch in der Praxis noch wertvoller gestalten lassen. In der Skizze ist diese Abänderung angedeutet. Sie besteht darin, daß bei der Tafel für Abscherung die Trennung nach einschnittiger und zweischnittiger Nietung nicht bei den Querschnitten auf der Mittelleiter II vorgenommen ist, sondern bei der Nietkraft auf der rechten Seitenleiter I. Nunmehr kann die Tafel für Lochleibungsdruck mit der Tafel I für Abscherung vereinigt werden.



Die rechte Seitenleiter für Abscherung wird zur mittleren Leiter für die Bestimmung des zulässigen Lochleibungsdrucks gemacht, so daß man alsdann den Vorteil hat, auf dieser Leiter festzustellen, ob Abscherung oder Lochleibungsdruck für die Berechnung der Nietzahl maßgebend sind.

Beispiel: Es ist eine Stoßverbindung zu untersuchen, bei der einschnittige Abscherung vorliegt, Knotenblech 10 mm, Nietdurchmesser 29 mm, Querschnitt des Anschlußstabes 50 cm². In diesem Falle sieht man, daß Lochleibungsdruck maßgebend ist, da die Tragfähigkeit des Nietes hierbei um ein geringes kleiner ist als die des 29-mm-Nietes bei einschnittiger Abscherung.

Die erforderliche Nietzahl ist theoretisch $10^1/_2$, während sie für Abscherung unter 10 geblieben wäre.

Höchst a. M. Ad. Jöhrens.

Ostpreußens Elektrizitätsversorgung. Die Nachkriegsverhältnisse haben es mit sich gebracht, daß der ursprünglich vorgesehene Plan der Elektrizitätsversorgung der Provinz Ostpreußen nicht in dem Umfange durchgeführt werden konnte, wie es beabsichtigt war. Immerhin wurde der Ausbau der Wasserkräfte der Alle bei Friedland und Groß-Wohnsdorf im Jahre 1920 begonnen und trotz mancher Schwierigkeiten nunmehr beendet.

Nach einem Berichte der „D. A. Z." erstreckte sich der Ausbau des 60 000-V-Netzes bis Ende 1924 auf etwa 350 km Länge, während das 15 000-V-Mittelspannungsnetz eine Ausdehnung von etwa 2000 km hat.

Nach Fertigstellung des Hauptwasserkraftwerkes in Friedland ist nunmehr der größte Teil der 60 000-V-Leitungen in Betrieb, die die Energie über die an verschiedenen Punkten der Provinz aufgestellten Umspannwerke an das 15 000-V-Mittelspannungsnetz abgeben. Das Kraftwerk Friedland hat vier Francis-Turbinen mit liegender Welle, die mit SSW-Drehstromgeneratoren gekuppelt sind. Von den drei größeren Drehstromgeneratoren leistet jeder 4500 kVA und der kleinere Generator 2200 kVA. Die Maschinenspannung von 6300 V wird mittels Umspanner einesteils auf 60 000 V, anderseits auf 15 000 V gebracht. Die hierzu notwendigen Transformatoren und Apparate sind vom Maschinenhause getrennt angeordnet. Neben diesem Hauptwasserkraftwerk, das als Spitzenwerk läuft, arbeitet das ebenfalls an der Alle erbaute kleinere Kraftwerk in Groß-Wohnsdorf mit etwa 4000 PS Gesamtleistung.

Außer den beiden Wasserkraftwerken arbeiten noch die erweiterten und zum Teil umgebauten älteren Kraftwerke in Königsberg, Gumbinnen, Tilsit und Osterode auf die Mittel- und Hochspannungsnetze des Ostpreußenwerkes.

Das Hauptumspannwerk des Ostpreußenwerkes, an einem Knotenpunkte des 60 000-V-Netzes in Elbing errichtet, erhält die Energie über die von Kreuzburg kommende 60 000-V-Doppelleitung und ist so eingerichtet, daß es sich ohne Umbauten in ein später zu errichtendes Dampfkraftwerk eingliedern läßt.

Das Ostpreußenwerk liefert elektrische Energie nicht nur in das Gebiet der von ihr ins Leben gerufenen drei Überlandwerke Königsberg, Gumbinnen und Osterode mit 30 Landkreisen, sondern auch an die Landkreise Elbing, Marienburg und den Stadtkreis Elbing und hat neuerdings auch einen Stromlieferungsvertrag mit dem vom Kreise Pr.-Holland errichteten Torfkraftwerk Carwinden abgeschlossen, so daß dort außer der eigenen Stromerzeugung noch Energie vom Ostpreußenwerk bezogen wird. Die Inbetriebsetzung dieses Torfkraftwerkes, das über etwa 2 km² ausnutzbares Torfmoor verfügt, dessen Benutzungsdauer auf etwa 50 Jahre geschätzt wird, hat vor kurzem stattgefunden.

Vorangegangen in der Elektrisierung Ostpreußens ist der Kreis Braunsberg durch Errichtung eines Überlandnetzes, das Anfang des Jahres 1919 in Angriff genommen wurde mit Strombezug aus der Schichauzentrale in Pettelkau. Der dauernd steigende Konsum veranlaßte den Kreis schon 1921, einen mit einer Wasserturbine gekuppelten kleineren Drehstromgenerator an dem vom Stromlieferungspunkt am weitesten entfernten Speisepunkt in Mehlsack aufzustellen, wo schließlich durch Ausbau weiterer Maschineneinheiten in den Jahren 1922/23 ein Zusatzkraftwerk entstand, das im November 1923 dem Betrieb übergeben worden ist. Das Zusatzkraftwerk nutzt einerseits das Wasser der Walsch aus, anderseits ist für die Zeit der Wasserklemme ein Dieselgenerator von 400 kVA mit 10 500 V vorgesehen. Die Gesamtleistung dieses Zusatzwerkes beträgt 715 kVA.

Die Überlandzentrale Braunsberg umfaßt zurzeit etwa 150 Transformatorenstationen und 750 km Aluminiumleitungen.

Die Verbindung über den Ärmelkanal beschäftigt die französischen Ingenieur- und Verkehrspolitiker bekanntlich schon seit 1834, in welchem Jahre Thomé de Gamond seinen ersten Entwurf für eine Untertunnelung des Kanals aufstellte, dem er bis 1866 fünf weitere, z. T. sehr verschiedenartige folgen ließ, deren einer auch einen Verbindungsdamm in Steinschüttung mit drei überbrückten Schiffahrtöffnungen vorsah. Wie wenig geneigt sich England diesem Entgegenkommen seines Nachbarn und Verbündeten namentlich auch in den letzten Jahrzehnten zeigte, ist ebenso bekannt wie die Ausdauer, mit der diese Verbindungspläne auf französischer Seite immer wieder auftauchten.

Auch „Génie Civil" vom 9. Mai erörtert an Hand von Zeichnungen ausführlich einen solchen Plan, der den vorerwähnten Gedanken eines geschütteten Dammes — wenn auch wohl in sehr veränderter Form — wieder aufnimmt und trotz der vermutlich nicht ausbleibenden Bedenken schon deshalb Beachtung verdient, weil er den Erbauer der Jogne-Talsperre und der beiden neuen großen Brücken in Freiburg i. d. Schweiz, J. Jaeger, zum Verfasser hat.

Dieser schlägt — nachdem er auf Grund der örtlichen Verhältnisse und Erfahrungen bei anderen großen Unterwassertunneln die technischen Schwierigkeiten einer Tunnelverbindung zwischen Dover und

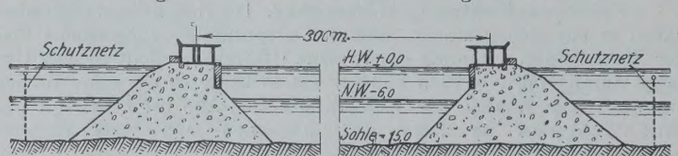


Abb. 1. Gesamtquerschnitt.

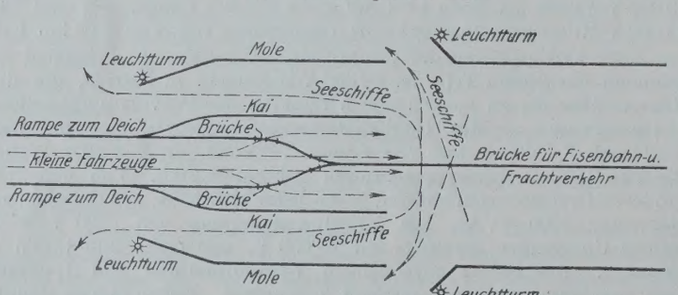


Abb. 2. Schema der Mündungshäfen in Nähe der Küste.

Calais auseinandergesetzt hat — den in Abb. 1 wiedergegebenen doppelten Damm vor, der in unmittelbarer Nähe beider Küsten durch überbrückte Schiffahrtöffnungen unterbrochen ist, die nach Abb. 2 zu Hafenbecken verbreitert sind. Die Entfernung der beiden Dämme ist mit etwa 300 m vorgesehen, sie soll für gewöhnlich dem Verkehr kleiner Fahrzeuge dienen, ferner als geschützte Fahrrinne bei schlechtem Wetter und Unterseebootgefahr. Auf der englischen Seite mündet der Kanal in der Nähe von Deal und wird von hier aus weitergeführt bis zur Bucht von Herne, wo er in die Themsemündung endet und so London zum Ausgangspunkt aller Eisenbahn- und Schiffahrtverkehrswege zum Festlande macht; auf der anderen Seite findet er Anschluß an das bestehende und geplante Kanalnetz Nord- und Nordostfrankreichs und Belgiens, von dort weiter an den Schiffahrtweg Rhein—Main—Donau.

Von den Ausführungen Jaegers, der seinen Plan nach der technischen, militärischen, wirtschaftspolitischen, finanziellen und maritimen Seite hin erläutert, seien an dieser Stelle in der Hauptsache die ersteren behandelt:

Die größte Tiefe im Kanal beträgt bis zu 50 m, während man im Pacific bereits Dämme bis in 60 m Tiefe ausgeführt hat; für die Pfeilergründungen der Brücken in Nähe der beiden Ufer kommen Tiefen von nur 30 bis 35 m in Frage, wobei zu berücksichtigen ist, daß die hier vorgesehenen Deich- und Molenbauten als Schutz gegen die Wellen dienen würden; die Abmessungen der die beiden Küstenhäfen überspannenden Brücken wären nicht größer als diejenigen ausgeführter oder geplanter amerikanischer und australischer Ausführungen. Material bieten die Felsen beider Ufer in genügender Menge; auch dafür sowie für den Betrieb ausgedehnter Steinbrüche und die Beförderung des Materials bieten amerikanische Ausführungen genügende Vorbilder; eine für Jahre währende Beschäftigungsmöglichkeit für Tausende von Arbeitern wäre geschaffen. Eine Unterbrechung der Arbeiten kommt nur für die dortige Sturmperiode, d. h. etwa für einen Monat, in Frage.

Die Kosten werden auf etwa 1600 bis 1800 Mill. Goldfranken veranschlagt gegenüber einem Voranschlage von 800 Mill. für einen Doppeltunnel; selbst wenn man die letztere Zahl, die die Möglichkeit von Wassereinbrüchen und anderen Zwischenfällen nicht berücksichtigt, zugrunde legt, ist zu bedenken, daß alsdann keinerlei Möglichkeit für einen weiteren Verkehr als den der Eisenbahn bestände und ein gleichzeitig für Fahr- (Automobil-)Verkehr dienender Doppeltunnel mindestens zwei Milliarden, also mehr als der Plan eines doppelten Dammes, erfordern würde, dessen Bauzeit man jedenfalls kürzer annehmen darf als die für einen Tunnelbau erforderliche. Bei einem Verkehr von 1,2 Mill. Personen und 2 Mill. t Gütern würde die vorgenannte Bausumme in 99 Jahren getilgt sein; gerade für den Verkehr schwerer Güter auf der zwischen den Dämmen geschaffenen Fahrrinne verspricht sich Jaeger bedeutende Vorteile, so daß hierdurch und durch die weiter oben genannten Gründe sein Vorschlag keine Beeinträchtigung, sondern vielmehr eine Reihe von Vorteilen für die Schiffahrt auf dem Kanal bedeuten würde.

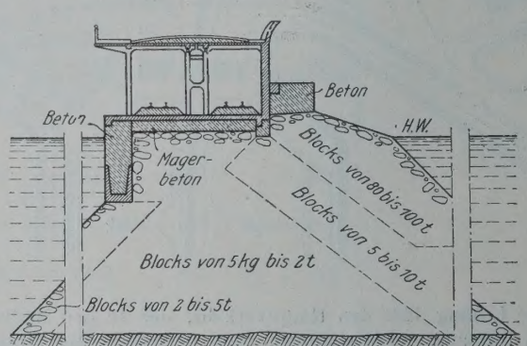


Abb. 3. Deichquerschnitt bei geringeren Wassertiefen.

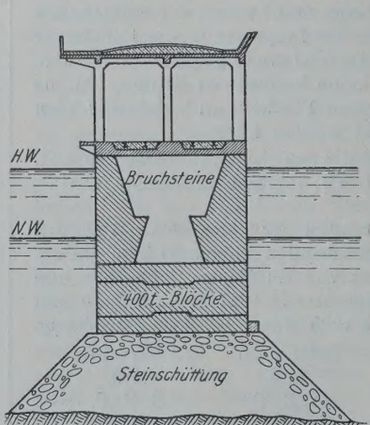


Abb. 4. Deichquerschnitt bei mittleren Wassertiefen.

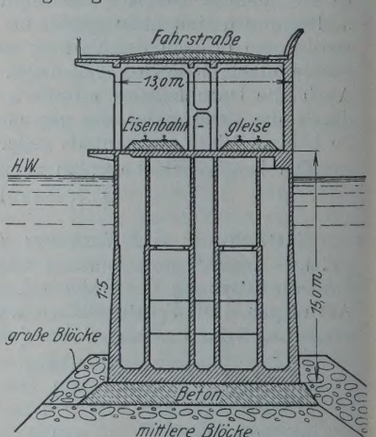
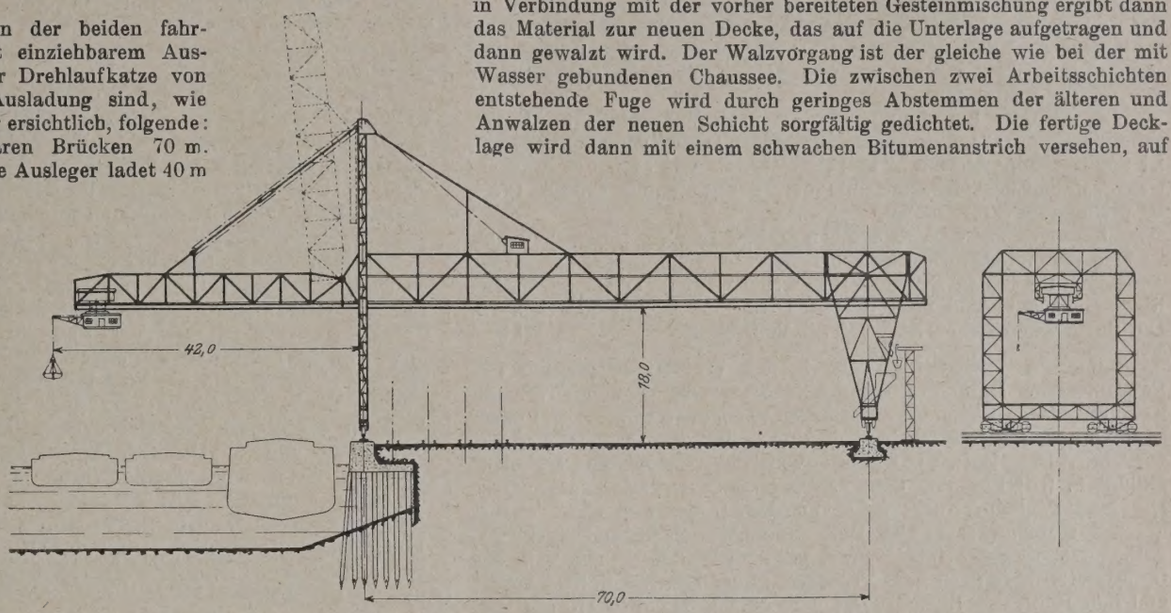


Abb. 5. Deichquerschnitt bei größerer Wassertiefe.

Für die Ausführung der Deiche werden — je nach der Gründungstiefe — drei Vorschläge gemacht: bei geringeren Tiefen kommt die in der Anlage billigere, in der Unterhaltung jedoch kostspieligere Steinschüttung (Abb. 3) in Frage, namentlich auch für die zum Schutz der Mündungshäfen (Abb. 2) vorgesehenen Molen. Von Fachleuten wird ihr die Ausführung nach Abb. 4 vorgezogen, wie sie ähnlich z. B. im Hafen von Algier soeben verwendet worden ist. Bei großen Wassertiefen wird die Verwendung von Eisenbetonschwimmkörpern empfohlen, die auf einer Gründung von Unterwasserbeton und Betonblöcken versenkt werden und den Vorteil großer Materialersparnis bieten (Abb. 5), einen schnellen Arbeitsfortgang ermöglichen und sich bei den Hafenarbeiten von Barcelona, Neapel, Marseille u. a. O. bewährt haben. Ki.

Neue fahrbare Erz- und Kohlenverladebrücken. Die Lauchhammer-Rheinmetall Akt.-Ges., Berlin, hat die betriebsfertige Lieferung von zwei großen fahrbaren Erz- und Kohlenverladebrücken für den Hafen Gent (Belgien) erhalten. Besteller ist die Compagnie Belge des Mines, Minerais et Métaux, Brüssel. Besonders beachtenswert hierbei ist, daß der Auftrag nicht auf Reparationskonto verbucht wird, also eine erfreuliche Besserung der geschäftlichen Beziehungen mit genanntem Lande bedeutet.

Die Hauptabmessungen der beiden fahrbaren Verladebrücken mit einziehbarem Ausleger und innen laufender Drehlaufkatze von 10 t Tragkraft bei 5 m Ausladung sind, wie aus beistehender Abbildung ersichtlich, folgende:



Stützweite der fahrbaren Brücken 70 m. Der wasserseitig einziehbare Ausleger ladet 40 m über die auf der Kaimauer liegende Laufschiene aus, während mit dem Greifer bezw. Lasthaken eine größte Ausladung von 42 m erreicht wird. Die landseitige größte Ausladung des Lasthakens bezw. Greifers beträgt 8 m.

Beide Verladebrücken sind dazu bestimmt, Erze und Kohlen aus Seeschiffen in Kanalschiffe oder Eisenbahnwagen oder auf den Lagerplatz umzuladen. An der landseitigen Stütze ist ein Bunker angebracht, durch den die Wagen einer Hängebahn, die in unmittelbarer Nähe der landseitigen Laufschiene vorbeiführt, selbsttätig beladen werden können. Die Anlage soll je nach Bedarf auch für den umgekehrten Umschlagbetrieb Verwendung finden.

In der Drehlaufkatze ist eine eichfähige Eßmannwage eingebaut, die jederzeit ein sofortiges Nachprüfen der angehängten Nutzlast gestattet und eine genaue Kontrolle der Umschlagmengen ermöglicht.

Bei mittleren Lastwegen beträgt die Stundenleistung einer Verladebrücke etwa 200 t. Beim Umschlag aus Seeschiffen in Kanalschiffe kann diese Leistung infolge der kürzeren Lastwege noch gesteigert werden. Bei Verwendung beider Verladebrücken ist es ohne weiteres möglich, einen 4000-t-Erz- oder Kohlendampfer in 10 Stunden zu ent- oder beladen.

Dem genannten Werk ist übrigens in letzter Zeit auch ein größerer Auftrag auf Lieferung von Stahlwerkkranen schwerster Bauart von der Altos Hornos de Vizcaya in Bilbao (Spanien) erteilt worden.

Walzasphalt für Straßenbau. Wie Ing. Nelken in der D. A. Z. schreibt, sind am Flugplatz in Berlin-Tempelhof jüngst zwei Straßenzüge mit Walzasphaltdecken versehen worden. Trotz der Hitze im Monat Mai d. J. und des starken Lastwagenverkehrs auf den beiden Probestraßen zeigen diese bisher keine Schädigung.

In der Regel wird die Walzasphaltdecke in zwei Lagen, einer unteren sogen. Binderlage von 6 cm und einer Decklage von 4 cm hergestellt. Das bituminöse Bindemittel spielt in der Geschichte der Entwicklung der Walzasphaltstraßenbauweise die Hauptrolle. Während Steinkohlenteer sich nicht bewährte, weil er sich im Wasser löst, geringe Geschmeidigkeit hat und eine ungünstige Lage des Erweichungs- und des Erstarrungspunktes aufweist, liegen die Dinge bei Verwendung bestimmter natürlicher Asphalte als Bindemittel anders; denn diese sind unlöslich im Wasser, unveränderlich und besitzen Widerstandsfähigkeit gegen hohe und niedrige Temperaturen, eine große Klebekraft und große Dehnbarkeit.

Die ersten Versuche zur Herstellung von Walzasphaltstraßen wurden in Amerika und England gemacht und liegen etwa vierzig Jahre zurück. Zum Bau dieser Straßen fährt die „Fabrik", die in einer großen Maschine besteht, an Ort und Stelle. Die Maschine enthält einen Trockner für Sand und Steine, einen Mischer, den Bitumenbehälter nebst den zugehörigen Elevatoren, Sieben, Behältern, Wiegevorrichtungen u. dergl., sowie die Antriebsmaschine für Trockner, Mischer und Elevatoren.

Zum Antriebe dient elektrische Energie, eine Lokomobile oder ein Verbrennungsmotor.

Der Trockner ist auf einem vierrädrigen Wagengestell befestigt, dem mit Kastenhebern selbsttätig das Sand- und Steinmaterial zugeführt wird. Von hier aus wandert die Masse getrocknet zum Mischer, in dem zwei wagerechte Wellen mit dicht aneinandersitzenden Klauen sich derartig bewegen, daß sie ineinandergreifen, das dazwischen eingeschüttete Material in kurzer Zeit innig vermischend.

In dem seitlich neben dem Mischer stehenden Bitumenbehälter wird das Bitumen unmittelbar durch eine Feuerung erhitzt und das erhitzte Gemisch mit Preßluft einige Zeit durchgerührt, so daß Bitumen und beigesetztes Fluxöl gleichmäßig gemischt sind. Diese Mischung in Verbindung mit der vorher bereiteten Gesteinmischung ergibt dann das Material zur neuen Decke, das auf die Unterlage aufgetragen und dann gewalzt wird. Der Walzvorgang ist der gleiche wie bei der mit Wasser gebundenen Chaussee. Die zwischen zwei Arbeitsschichten entstehende Fuge wird durch geringes Abstemmen der älteren und Anwalzen der neuen Schicht sorgfältig gedichtet. Die fertige Decklage wird dann mit einem schwachen Bitumenanstrich versehen, auf dem, solange dieser noch warm ist, ein Überwurf von kleinen harten Splittsteinen gebracht und leicht übergewalzt wird.

Haltbarkeit bei schwerem Verkehr, Undurchdringlichkeit gegen Wasser, den größten Feind einer Straßendecke, Rauhigkeit, Elastizität, Unempfindlichkeit gegenüber großen Temperaturschwankungen und Staubfreiheit sind die Vorzüge sachgemäß angelegter Walzasphaltdecken.

Untergrundbahnbau in London. Nachdem vor etwas mehr als Jahresfrist die „Hampstead-Tube" nach Nordwesten über Hendon und Edgware verlängert worden ist und nachdem im Laufe der letzten Zeit die Stammstrecke der heutigen Londoner Tunnelbahnen, die City- und Südlondoner Eisenbahn, so ausgebaut worden ist, daß sie auch die für einen größeren als ihren ursprünglichen Tunnelquerschnitt bestimmten Wagen der jüngeren Strecken aufnehmen kann (s. „Die Bautechnik" 1924, Heft 21 und 1925, Heft 21), ist nunmehr eine Verlängerung der City-Eisenbahn nach Süden, über das bisherige Ende Clapham Common hinaus, nach Morden im Bau. Die Neubaustrecke ist 8,4 km lang, wovon 7.2 km Tunnelstrecke sind, während der letzte Teil sich an die Erdoberfläche erhebt. Am Ende der Strecke wird neben der Haltestelle Morden eine Wagenhalle zur Unterbringung von 300 Wagen gebaut. An der Neubaustrecke liegen acht Haltestellen. Ihr Verkehrsgebiet wird von etwa 300 000 Menschen bewohnt.

Der Bau wird von 18 Schächten, die in je etwa 1 km Entfernung bis auf 15 bis 18 m Tiefe abgeteuft worden sind, betrieben. Zehn drehend arbeitende Bagger (rotary excavators) und vier Tunnelschilde der Bauart Greathead auf der freien Strecke, ferner sechs derartige Schilde in den Haltestellen besorgen den Aufbruch, der bei dem bekannten, mit dem Messer schneidbaren Tonboden Londons keine erheblichen Schwierigkeiten bietet. Die neueren Vorrichtungen zum Vortriebe des Tunnels werfen den herausgeschnittenen Ton auf ein Förderband, auf dem er in kleine Bauwagen gelangt; diese werden, zu Zügen zusammengefaßt, von elektrischen Lokomotiven bis unter die Schächte gefahren und dort von einem Aufzug mit elektrischem Antrieb an die Oberfläche gehoben; nachdem sie entleert sind, gelangen sie auf demselben Wege wieder an die Baustelle vor Ort zurück. Der gewöhnliche Greathead-Schild schreitet in 24 Stunden etwa 4,3 m vorwärts, die neueren Vorrichtungen mit drehendem Schneider aber etwa 10,7 m. Bei den ersteren können täglich etwa acht Tunnelauskleidungsringe eingebaut werden, bei den letzteren etwa 20. Wo der Ton mit Handarbeit hereingewonnen werden muß, beträgt der tägliche Fortschritt nur etwa vier Ringe am Tage. Zur Auskleidung der Tunnelstrecke werden insgesamt derartige Ringe im Gewicht von 60 000 t gebraucht; sie bestehen aus Gußeisen. Beim Bau des Tunnels zwischen Clapham Common und Nightingale Lane, der von beiden Enden her vorgetrieben wird, trafen die Achsen in der Mitte mit einer Seitenabweichung von 6 mm und einer Höhenabweichung von 9,5 mm zusammen.

Die untertag liegenden Haltestellen werden durch Rolltreppen zugänglich gemacht. Bei der neueren Bauart der Londoner Untergrundbahn liegen je drei solcher Treppen in einem Schacht; die beiden seitlichen laufen stets in derselben Richtung, die mittlere kann, je nachdem der ankommende oder abgehende Verkehr überwiegt, aufwärts oder abwärts laufen; das Umschalten geht neuerdings fast augenblicklich vor sich.

Der Bau der Strecke Clapham Common—Morden ist einschließlich der Haltestellen mit ihren Rolltreppen und der Ausrüstung mit Betriebsmitteln mit 3,5 Mill. £ veranschlagt. Die Bauarbeiten sollen Anfang 1926 beendet sein. Man rechnet für den Anfang mit einen Jahresverkehr von 22 Mill. Fahrgästen.

Die weiteste Entfernung, auf die nach Vollendung der Untergrundbahn über Clapham hinaus durchgehende Züge verkehren werden, ist Edgware—Morden mit 32 km; die Fahrzeit wird 64 bis 68 Min. betragen, je nachdem die Züge im Innern der Stadt über Charing Cross oder Moorgate Street laufen.

Ein zweiter zurzeit im Gang befindlicher Bau der Untergrundbahn ist eine Verbindungs- und Umkehrschleife bei Kennington, bei der der Tunnelbau für 400 000 £ vergeben ist. Hier werden 27 000 t gußeiserne Ringe eingebaut, und es sind etwa 100 000 m³ Massen zu gewinnen. Die Bauarbeiten stehen kurz vor der Vollendung. Wkk.

Geplanter Großschiffahrtweg in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Durch Beschluß des Kongresses der Vereinigten Staaten ist kürzlich eine Planung grundsätzlich genehmigt worden, die einen Großschiffahrtweg zwischen dem Hudsonfluß und dem Seengebiet vorsieht. Der Entwurf stammt von dem bekannten Ingenieur Millard F. Bowen, dem Urheber des mißglückten Bargekanalplanes. Der jetzt geplante Kanal geht von dem Hudsonfluß aus, verläuft durch das Mohawktal, wobei Teile des nicht vollendeten Bargekanals mitbenutzt werden sollen, durchquert den südöstlichen Teil des Ontariosees, führt nach dem Verlassen dieses Sees an Buffalo vorbei und mündet in den Eriesee. Der neue Kanal, der etwa 110 km lang wird, soll so gebaut werden, daß er von Seeschiffen bis zu 15000 t Ladefähigkeit befahren werden kann. Die ausnutzbare Breite des Kanals wird das Maß von 100 m nicht unterschreiten, wobei eine Wassertiefe bei N.W. von 10 m vorgesehen ist. An Kunstbauten werden 7 Schleusen und 133 Eisenbahn- und Straßenbrücken ausgeführt werden müssen. Die Schleusen erhalten je 230 m nutzbare Länge der Kammern, 23 m Durchfahrtweite der Häupter und eine Mindestwassertiefe über den Drempeln von 10 m. Die Schleusenkammern sollen dockartig ausgeführt werden, d. h. sie sollen sich bei Berg- und Talfahrten dem Unterschiede zwischen den Wasserhaltungen entsprechend heben und senken. Es handelt sich also nicht um Schleusen im eigentlichen Sinne, sondern vielmehr um Schiffshebewerke. Diese Bauart ist dadurch bedingt, daß man aus Verkehrsrücksichten Schleusentreppen vermeiden will und ferner darauf Bedacht nehmen muß, den Wasserverbrauch beim Schleusenvorgang möglichst klein zu halten. Die Baukosten sind auf 500 Mill. Dollar veranschlagt worden. Es wird angenommen, daß das gewaltige Werk eine Bauzeit von etwa 10 Jahren erfordern wird. N. B.

Brückenbau in Indien. Die Bombay-, Baroda- und Central-India-Eisenbahn führt längs der Westküste von Indien hin und kreuzt infolgedessen eine Anzahl Flüsse in der Nähe ihrer Mündung, so daß an den Flußübergängen bemerkenswerte Brückenbauten geschaffen werden mußten. Nördlich von Bombay werden zunächst die beiden Bassein-Flüsse mit zwei Brücken überschritten, von denen die südliche 1315 m, die nördliche 476 m lang ist. Die Brücken stammen aus dem Anfang der sechziger Jahre des vorigen Jahrhunderts und wurden von 1896 bis 1902 verstärkt. Der zunehmende Verkehr zwingt nunmehr dazu, sie ganz neu zu bauen. Die neuen Brücken kommen 37 m stromaufwärts der alten zu liegen. Ihre Pfeiler werden von gußeisernen Schraubenpfählen getragen, die in Abständen von 2,75 m stehen. Fünf von den sechs Pfählen, die die Gründung eines Pfeilers bilden, haben einen Durchmesser von 0,9 m mit einer 1,7 m im äußeren Durchmesser großen Schraubenfläche aus Gußstahl. Der am weitesten stromabwärts gelegene Pfahl erhält etwas kleinere Abmessungen, der stromaufwärts gelegene Endpfahl wird jedoch in der vollen Stärke ausgeführt, weil er bei der Angliederung eines dritten und vierten Gleises, die bei zunehmendem Vorortverkehr zu bauen sein werden, die Verbreiterung der Pfeiler mit tragen muß. Die Pfähle sollen bis auf eine tragfähige Tonschicht, die unter dem Flußbett ansteht, eingetrieben werden. Die Verwendung so starker Schraubenpfähle bei größerer Tiefe dürfte bisher kaum dagewesen sein. Die Arbeiten zur Herstellung der Brückenrampen sind schon 1920 in Angriff genommen worden, mit dem Bau der Brücken selbst ist aber erst 1923 begonnen worden; sie sollen bis 1926 fertiggestellt werden.

24 km nördlich von diesen Brücken wird der Vaiturni-Fluß mit einem ähnlichen Doppelbauwerk überschritten. Die südliche von diesen Brücken hat 20, die nördliche 23 Öffnungen von je 18,3 m Lichtweite. Auch hier sollen neue Brücken 37 m stromaufwärts in ähnlicher Bauart wie die Bassein-Brücken gebaut werden.

Eine der größten Brücken im Netz der Bombay-, Baroda- und Central-India-Eisenbahn ist die Brücke über den Tapti-Fluß. Sie hat zehn Öffnungen von je 57,2 m Lichtweite. Die Pfeiler der zweigleisigen Brücke ruhen auf Brunnen. Daß im Jahrbuch der Eisenbahngesellschaft ausdrücklich hervorgehoben wird, die Brücke, die erst 1915 fertig geworden ist, könne mit unverminderter Geschwindigkeit befahren werden, läßt vermuten, daß die älteren Brücken den heutigen Zuglasten nicht mehr voll gewachsen sind und daher mit Vorsicht befahren werden müssen.

Die längste Brücke im Netz der Eisenbahngesellschaft ist die „Goldene Brücke“ über den Narbada-Fluß. Sie besteht aus 25 Öffnungen von je 57 m Weite und ist insgesamt 1426 m lang. Sie trägt nur ein Gleis. 1881 fertiggestellt, hat sie bei der Unterhaltung ebenso wie beim Entwurf und Bau beträchtliche Schwierigkeiten bereitet. Auskolkungen im Flußbett bedrohten ihren Bestand, doch ist die Gefahr jetzt durch die Herstellung von 600 m langen Steindämmen beseitigt.

Nennenswert ist auch die Brücke über den Mahi-Fluß, die, 1913 vollendet, aus acht Öffnungen von 67 m Weite besteht. Auf gemauerten Steinpfeilern ruhend, trägt sie ein Gleis über den Fluß.

Von Brücken mit über 1000 Fuß (305 m) Länge auf den Breitspur- (1,677 m) und Meterspurstrecken seien noch die Chambal-Brücke mit 504 m Länge und die Nord-Purna-Brücke mit 375 m Länge genannt. Über den Narbada- und über den Jumna-Fluß führen zwei Brücken für Meterspurbahnen, von denen die eine bei Mortakka 865 m, die andere bei Muttra 349 m lang ist. Bemerkenswert ist auch die 740 m lange Jumna-Brücke bei Agra, weil sie nicht nur ein Meterspurgleis der Bombay-, Baroda- und Central-India-Eisenbahn, sondern auch ein Breitspurgleis trägt, das von den Zügen der Great-Indian-Peninsula-Eisenbahn und der Ostindischen Eisenbahn benutzt wird; die Schienen des Meterspurgleises liegen innen neben denen der Breitspurbahn. Wkk.

Der Hansakanal und der Anschluß Lübecks. Wir erhalten folgende Zuschrift: „Bekanntlich erblicken das Ruhrgebiet, Osnabrück, Bremen, Hannover, Stade, Harburg, Hamburg, Lübeck und Kiel in dem Hansakanal den allein in Betracht kommenden Kanalplan zur Verbindung des Ruhrgebietes mit den deutschen Seehäfen. Daran hat sich auch durch andere veröffentlichte Vorschläge, die eine Mündung des Hansakanals in die Elbe oberhalb der Elbbrücken dem Lauf der Seeve folgend vorsahen, um für den Lübecker Verkehr eine Abkürzung des Elbweges herbeizuführen, nichts ändern können, da diese Linienführung infolge der Durchquerung des Höhenrückens der Lüneburger Heide nur unter großen technischen Schwierigkeiten und erheblich größeren finanziellen Aufwendungen zu lösen ist.

Der Anschluß Lübecks an den Hansakanal ist nach Ansicht der Lübecker Wirtschaftskreise durch den Elbe-Trave-Kanal und die Elbestrecke von Lauenburg bis zur Einmündung des Hansakanals bei Moorburg gegeben. Von der rd. 40 km langen Elbestrecke sind etwa 20 km von Lauenburg abwärts bis zur Seevemündung in trockenen Jahren nicht vollschiffig. Der Ausbau der Elbe ist bereits in anderem Zusammenhange vorgesehen. Für den Fall, daß hierin eine Verzögerung eintreten sollte, haben die den Hansakanal vertretenden Gruppen beschlossen, dafür einzutreten, daß die genannte Elbestrecke von Lauenburg bis Moorburg unter allen Umständen gleichzeitig mit dem Hansakanal ausgebaut wird.“

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Gestorben ist: der Oberregierungsbaurat a. D., Reichsbahnoberrat Martin Mayer, Mitglied der R. B. D. Stuttgart.

Preußen. Zum Rektor der Technischen Hochschule Hannover für die Amtszeit vom 1. Juli 1925 bis Ende Juni 1927 ist der ordentliche Professor Dr.-Ing. Oesterlen ernannt worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Alfred Herbst, Hans Gerdes (Wasser- und Straßenbaufach); Martin Heyse, Wilhelm Gras (Eisenbahn- uud Straßenbaufach).

INHALT: Die Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums auf der Deutschen Verkehrsausstellung in München 1925. — Belastungsproben zur Klärung des Einflusses der Elastizität des Bodens auf die Berechnung eines Schleusenbodens — Belastungsversuche mit Gitterträgern, ausgeführt von der Reichsbahndirektion Osten. (Schluß.) — Vermischtes: Reichsbahndirektor Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr. G. Schaper zum Ehrendoktor der technischen Wissenschaften ernannt. — Zur Verkehrsverbesserung auf dem Potsdamer Platz in Berlin. — Entwicklung des Verkehrs in den Nordseehäfen. — Übertragung von Baggerarbeiten in Frankreich an eine deutsche Firma. — Nietberechnungen mit Hilfe von nomographischen Tafeln. — Ostpreußens Elektrizitätsversorgung. — Verbindung über den Ärmelkanal. — Neue fahrbare Erz- und Kohlenverladebrücken. — Walzasphalt für Straßenbau. — Untergrundbahn in London. — Geplanter Großschiffahrtweg in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. — Brückenbau in Indien. — Hansakanal und der Anschluß Lübecks. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 17. Juli 1925 Heft 31

Der Umbau und die Verbreiterung der Rheinbrücke bei Düsseldorf.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat Dr.-Ing. F. Bohny, Sterkrade.

Die in den Jahren 1896 bis 1898 erbauten Rheinbrücken bei Bonn und Düsseldorf stellen einen Markstein in der Erbauung großer Bogenbrücken dar. Großzügig in der Gesamtanlage und vorbildlich in den Einzelheiten, haben beide Brücken bis heute dem rheinischen Verkehr aufs beste gedient und machen ihrem Schöpfer, dem noch heute als unerreichten akademischen Lehrer tätigen Geheimrat Professor Dr. Krohn in Danzig, alle Ehre. Während die Brücke bei Bonn heute dem auf ihr sich abwickelnden Verkehr noch gerade entspricht — allerdings mit Mühe und wegen der geringen Breite der Fahrbahn nur unter Beachtung verschiedener einschränkender Verkehrsvorschriften —, ist das bei der Rheinbrücke in Düsseldorf trotz der von vornherein um rd. 1 m breiter angelegten Fahrbahn längst nicht mehr der Fall. Schon nach Ablauf der ersten zehn Jahre nach der Eröffnung der Düsseldorfer Brücke — Mitte Dezember 1898 — war der Verkehr über die Brücke derart angewachsen, daß Vorschläge über eine Verbreiterung auftauchten, und wenige Jahre später erwies sich die Erweiterung bereits als dringendes Bedürfnis.

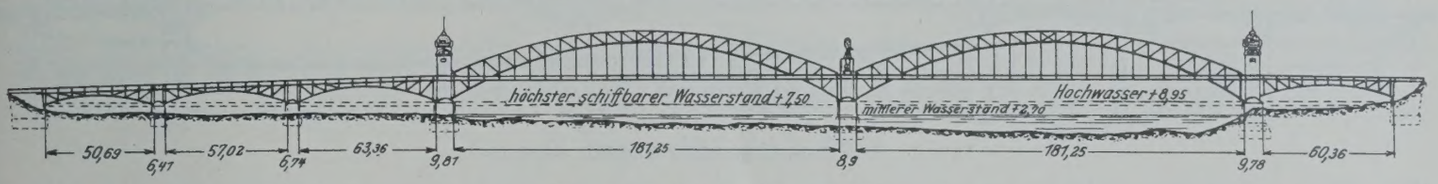


Abb. 1. Ansicht der alten Brücke.

Die Erbauerin der Brücke, die Gutehoffnungshütte, wurde erstmals 1913 von der Besitzerin des Bauwerkes, der Rheinischen Bahngesellschaft A.-G. in Düsseldorf, aufgefordert, die Möglichkeiten einer Brückenverbreiterung zu studieren und einige Entwürfe auszuarbeiten. Man dachte dabei nicht nur daran, die vorhandene Brückenbahn zu verbreitern, sondern die Brücke gleichzeitig zweigeschossig zu gestalten und das Obergeschoß für die Überführung besonderer Schnellbahngleise zu benutzen — ein kühner, aber wegen seiner Kostspieligkeit leider nicht in engere Wahl gekommener Vorschlag. Weitere Ideen gingen dahin, dicht neben der bestehenden Brücke einen zweiten Brückenstrang anzulegen, welcher Vorschlag wieder durch die Neuanlage großer Rampen und das Verlängern der alten Pfeiler sich als schwierig und auch als sehr teuer erwies. So kam man schließlich zur einfachen Verbreiterung der bestehenden Anlage unter möglichster Benutzung der vorhandenen Unterbauten, möglichster Schonung der vorhandenen Überbauten, aber doch immer mit dem eisernen Ziele der Erreichung von „recht viel neuem Raum in der Breite für den immens gewachsenen Wagen- und Fußgängerverkehr, dabei möglichste Trennung des Schnellbahnverkehrs vom gewöhnlichen Fuhrwerks- und Kraftwagenverkehr". Dieses Ziel konnte natürlich in verschiedenster Weise erreicht werden: durch Verstärkung der vorhandenen Bogenträger und Einbau neuer weitausladender Quer- und Fußwegträger, durch Beistellung neuer Bogenträger neben die bestehenden und Einbau einer neuen Fahrbahnkonstruktion um die bestehende herum, durch Anordnung völlig anders geformter neuer Haupttraglieder — z. B. von Hängegurten aus Ketten oder Seilen — frei gespannt von Pfeiler zu Pfeiler und unabhängig im Vorgelände verankert, dazu eine neue Fahrbahn aufgehängt oder gestützt mit oberhalb oder unterhalb der bestehenden Fahrbahn durchgreifenden langen Hauptquerträgern usw.

Die bald darauf einsetzenden Kriegswirren machten einen Strich durch die Verwirklichung all dieser Pläne. Erst nach Eintritt ruhiger politischer Verhältnisse konnte die Rheinische Bahngesellschaft — heute mit ihren Anlagen in überwiegendem Besitz der Stadt Düsseldorf — der Verbreiterungsabsicht wieder nähertreten. Der Verkehr über die Brücke war auch inzwischen derart ins Riesenhafte gewachsen, daß eine sofortige Inangriffnahme der Arbeit zur zwingenden Notwendigkeit wurde. Im Sommer 1924 wurden die nachgenannten beiden Brückenbauanstalten mit neuen Studien beauftragt; diese wurden im Laufe des Herbstes und im vergangenen Winter derart gefördert, daß am 21. Februar d. J. der Abschluß zwischen der Rheinischen Bahngesellschaft und einer Gruppe der für die Hauptarbeiten in Betracht kommenden Firmen getätigt werden konnte. Diese Gruppe besteht aus der Gutehoffnungshütte Oberhausen, Aktiengesellschaft, und der Hein, Lehmann & Co. A.-G., Düsseldorf-Oberbilk für die Lieferungen und den Einbau der neuen Eisenbauten, ferner aus der Tiefbaufirma Ph. Holzmann A.-G., Zweigstelle Düsseldorf, der der Umbau bezw. Erweiterungsbau der gesamten Unterbauten zugefallen ist. Die drei Firmen übernahmen den Auftrag zu festen Pauschpreisen, sie haften gemeinsam der Rheinischen Bahngesellschaft für die rechtzeitige Fertigstellung sowie für die sach- und fachgemäße Ausführung der durch Voranschläge und Skizzen genau umrissenen Arbeiten und Lieferungen. Gewählt wurde ein Entwurf, siehe später, der eine Zusammenfügung der Hauptvorschläge der Gutehoffnungshütte und der Hein, Lehmann & Co. enthält.

Die bestehende Brücke (Abb. 1) überschreitet den Rhein mit zwei Stromöffnungen von je 181,25 m Spannweite, an die sich auf dem linken Ufer drei mit unter der Fahrbahn liegenden Bogenträgern bedachte Flutöffnungen von 50,69 m, 57,02 m und 63,36 m Spannweite anschließen, während auf dem rechten Ufer eine gleichartige Bogenöffnung von 60,36 m Spannweite die Düsseldorfer Werft- und Uferstraße überbrückt. Die Gesamtlänge zwischen den Endwiderlagern beträgt rd. 638 m. Sämtliche Hauptträger der sechs Öffnungen sind elastische Zweigelenkbogen. Die Hauptträger der Strombrücke sind in ihrer Formgebung gleich dem Mittelbogen des beim Wettbewerb preisgekrönten Entwurfes für die Bonner Rheinbrücke und stehen in der Spannweite nur um ein Geringes hinter diesem zurück. Auch in Düsseldorf tritt der Obergurt des Hauptträgers ungebrochen in die Erscheinung, während der Untergurt innerhalb der beiden ersten Brückenfelder unter der Fahrbahn liegt. Die Unterkante dieser (Abb. 2) liegt verhältnismäßig hoch, nämlich 10,05 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande vom Düsseldorfer Pegel, ein Umstand, der der jetzigen Verbreiterung sehr zugute kommt. Die Bogenhöhe beträgt an den Kämpfern 12,15 m, am Scheitel 5,0 m. Die Hauptträgerentfernung beträgt 9,7 m, von der 14,2 m breiten Fahrbahn entfallen 8,2 m auf den Fahrweg und je 3 m auf die beiderseitigen Fußwege. Die großen Bogenträger besitzen zwei Windverbände, je einen zwischen den Obergurten bis zu zwei kräftigen Portalen zwischen den vorletzten Pfosten — von da zwischen den Untergurten — und je einen Verband unter der Fahrbahn mit besonderen Windgurten, die an die gitterförmigen Fußwegträger angehängt sind. Die Fahrbahn besteht aus verzinkten Buckelplatten von 5 mm Stärke, gefüllt mit Beton und abgedeckt mit Holzpflaster. Die Fußwege ruhen auf längslaufenden Belageisen N.P. 5, die mit Asphaltplatten auf einer Schicht von Stampfbeton abgedeckt

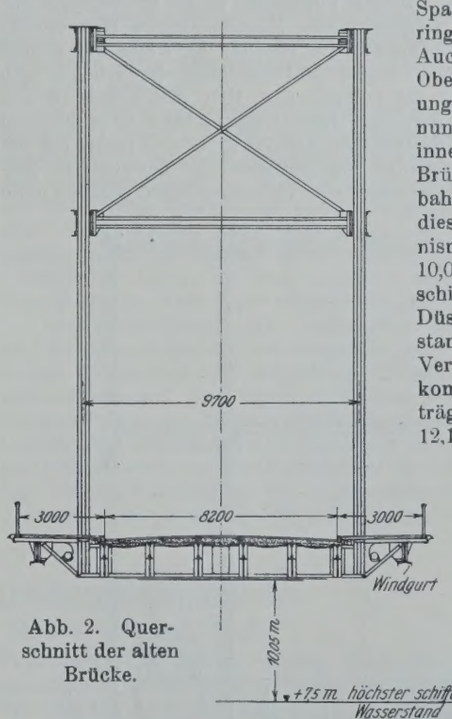
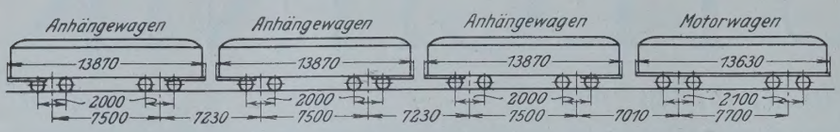


Abb. 2. Querschnitt der alten Brücke.



Leergewicht 18 200 kg Leergewicht 18 200 kg Leergewicht 18 200 kg Leergewicht 27 740 kg
Besetzter Wagen 23 100 „ Besetzter Wagen 23 100 „ Besetzter Wagen 23 100 „ Besetzter Wagen 31 900 „

Abb. 3. Lastenzug.

sind. Die Fundierung des mittleren Strompfeilers sowie des großen Pfeilers am rechtseitigen Ufer geschah mittels Druckluft, die Gründung der übrigen Pfeiler auf Beton zwischen hölzernen Spundwänden. Die Pfeilerkörper bestehen aus Kiesstampfbeton; unter Wasser sind sie mit Basaltlava und im oberen Teil mit Tuffstein verkleidet. Auf den beiden die Strombrücke begrenzenden Pfeilern stehen von dem verstorbenen Professor Schill in Düsseldorf entworfene schwere Portale in Renaissanceform, der niedriger gehaltene mittlere Strompfeiler ist an der stromaufwärts gelegenen Seite von einem großen Löwen, dem Wappentier Düsseldorfs, bekrönt. Im übrigen ist der ganze Bau einfach und schlicht und ohne besondere künstlerische Ausschmückung.

Für die Bemessung der neuen Teile der verbreiterten Brücke waren 500 kg/m² Menschengedränge auf die Fußsteige anzunehmen und für den Schnellbahnverkehr ein Lastenzug, bestehend aus Gruppen von je einem Motorwagen mit drei Anhängern (Abb. 3), in beliebiger Wiederholung in 20 m Abstand fahrend. Die bestehende Konstruktion war möglichst zu entlasten. Es war zunächst zweifelhaft, ob es gestattet sei, auf die vorhandenen Pfeiler weitere Schübe einwirken zu lassen, d. h. die neuen Hauptträger wie die alten als elastische Bogen auszubilden. Die ersten Vorschläge für die Verbreiterung gingen daher von der Annahme aus, die Pfeiler nur noch mit senkrechten Auflagerdrücken neu zu belasten, und es ist in Abb. 4 ein solcher Vorschlag zur Darstellung gebracht. Andere Vorschläge sahen Bogenträger mit Zugband vor usw. Der wirtschaftliche Nachteil solcher Hauptträger ist augenscheinlich und bekannt. Ihr Gewicht ist wesentlich größer als das von rein elastischen Bogen, und die Baukosten erhöhen sich dadurch sehr. Auch gab im Düsseldorfer Fall das elastische Zusammenarbeiten verschiedenartiger Hauptträgersysteme zu mancherlei Schwierigkeiten in der Konstruktion Anlaß, ein Grund mehr, bei den neuen Hauptträgern möglichst das System der bestehenden beizubehalten. Spätere Überlegungen und Untersuchungen ergaben denn auch, daß Bogenwirkungen auch weiterhin gestattet werden können, sofern die Randpressungen an den Pfeilersohlen ein bestimmtes Höchstmaß nicht überschreiten. Als größte Pressung der Fundamentsohle wurden von der Rheinstrombauverwaltung 6,5 kg/cm² zugelassen, ein Maß, das schon bei anderen Rheinbrücken erreicht wird. Diese Vorschrift und eine geschickte Anordnung von Gelenken — siehe später — erlaubte die Verwendung von Bogenträgern, und damit war entschieden, daß an der hervorragenden Brückenbaustelle für die neuen Hauptträger nur Bogen in den Formen der bestehenden Brücke zur Ausführung kommen sollten.

Es blieb nun noch die Frage der Querausbildung der Brücke übrig, wofür grundsätzlich zwei Anordnungen in Frage kamen: weit abliegende Stellung der neuen Hauptträger oder Stellung dieser dicht neben die alten Bogenträger (Abb. 5 u. 6). Beide Vorschläge haben ihre Vor- und Nachteile. Der Vorzug von in rd. 4 m Entfernung von den alten Trägern stehenden neuen Bogen (Abb. 5) besteht zunächst in der Erreichung einer natürlichen großen Breite des umgebauten Bauwerkes, das durch die zwei neuen Windverbände eine sehr große Seitensteifigkeit erreicht. Vor allem konnten aber die neuen Fahrbahnteile — für die Schnellbahn und die Fußwege — nahezu ausgeglichen an die neuen Hauptträger angehängt werden, wodurch sich ein sehr leichtes Fahrbahngewicht und entsprechend ein verhältnismäßig leichtes Gewicht der neuen Hauptträger ergab.

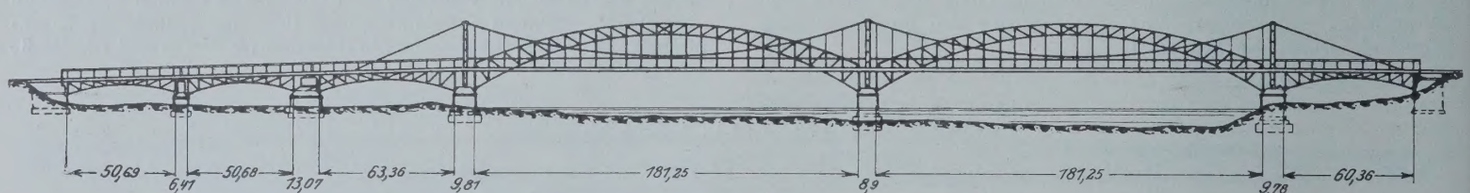


Abb. 4. Vorschlag für eine Brücke mit Hängegurten.

Die Nachteile dieser Anordnung liegen hauptsächlich in der Wirkung der weit abliegenden neuen Bogenträger im Gesamtbilde der Brücke. Dieses würde fraglos durch die Häufung von vier in verschieden großen Abständen voneinander abliegenden Trägern recht ungünstig werden, und namentlich in der Schrägansicht würden außerordentlich unschöne Überschneidungen entstehen, wie sie in Köln bei der Hohenzollernbrücke in höchster Fülle vorhanden sind und die zu so vieler Kritik dieser Brückenanordnung geführt haben. Einige weitere Schwierigkeiten ergaben sich bei der Schaffung neuer Bogenlager auf den Vorköpfen der vorhandenen Pfeiler.

Die zweite Anordnung (Abb. 6) sieht eine nahe Stellung der neuen Bogenträger neben den bestehenden vor, wodurch das Gesamtbild der umgebauten Brücke das bisherige bleiben wird, indem die dicht nebeneinander stehenden Hauptträgerpaare jeder Seite beim Besehen sich zu einem einzigen Träger verschmelzen werden. Nicht einfach gestaltet sich indessen bei dieser Anordnung die Ausbildung

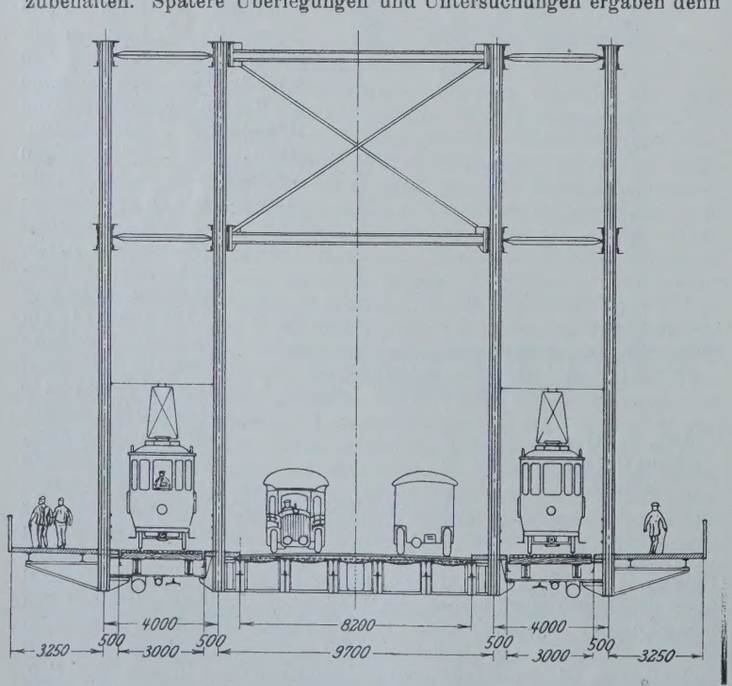


Abb. 5. Querschnitt mit auseinander gestellten Hauptträgern.

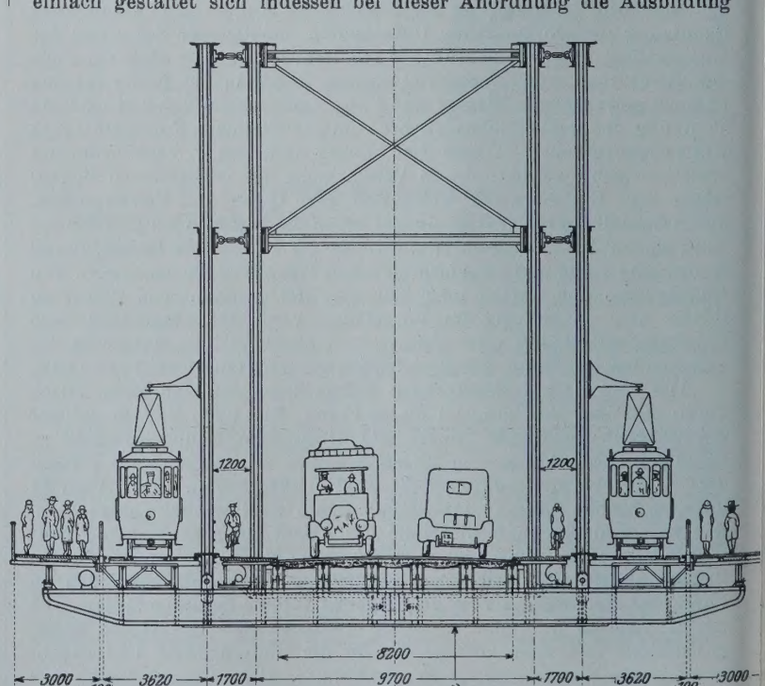


Abb. 6. Querschnitt mit eng gestellten Hauptträgern.

der Fahrbahnverbreiterung; die Lösung konnte nur durch Ausnutzung der großen Höhenlage der bestehenden Brücke gefunden werden. Da am Rhein die vorgeschriebene Mindesthöhe zwischen der Unterkante fester Brücken und dem höchsten schiffbaren Wasserstande 9,10 m beträgt, standen (siehe dazu Abb. 2) 10,05 — 9,10 = 0,95 m an weiterer nutzbarer Höhe zur Verfügung. Dieses Maß ist mit 0,90 m ausgenutzt worden zur Anordnung neuer langer Hauptquerträger, die unter der bestehenden Fahrbahnkonstruktion durchlaufen und noch einen Teil der bereits vorhandenen Fahrbahndicke beanspruchen. Die neuen Hauptquerträger sind doppelwandig ausgebildet und umfassen im oberen Teil die alten Querträger der Brücke. Sie kragen nach beiden Seiten weit vor, um auf diesen Auskragungen die neuen Lasten der Schnellbahn und der Fußwege aufzunehmen und diese an die Hängestangen der neuen Hauptträger zu übertragen. Die neuen Bogen sind mit den alten nur durch Lenker verbunden, der alte obere Windverband übernimmt wie bisher die Weiterleitung der Windkräfte bis zu den Portalen und von da zu den Auflagern. Der Abstand der neuen Bogenträger von den alten beträgt 1,70 m.[1]) Dieser Abstand genügt, um noch besondere Radfahrwege zwischen den Bogenpaaren anzuordnen. Die neue Fahrbahn ist völlig unabhängig von der alten Brücke, so daß also bei dieser eine große Entlastung eintritt, die dem Wagen- und Kraftwagenverkehr auf der Fahrbahn zugute kommt.

Als Nachteil dieser Anordnung muß vor allem das erhebliche Mehrgewicht bezeichnet werden, das durch die Verwendung der langen neuen Hauptquerträger entsteht. Der Einbau dieser Querträger ist auch nicht einfach und der Unterhalt durch die teilweise Einschachtelung der alten Querträger erschwert. An den Stellen, wo die Hauptbogen die Fahrbahn durchschneiden, sowie an den Scheitelpunkten der Flutbogen ist die Ausbildung und Durchführung der großen Querträger ziemlich verwickelt. Die Anordnung neuer Auflager in unmittelbarer Nähe der alten Auflager erregte anfänglich auch einige Bedenken, doch hat die Firma Holzmann nunmehr eine einwandfreie Ausbildung zugesagt.

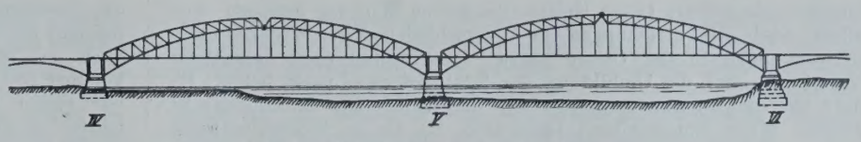


Abb. 7. Gelenkanordnung der Bogen.

hintereinander aufgestellt, so daß immer nur eine Öffnung einzurüsten war. Es mußte dann die Eisenkonstruktion einer Öffnung — und zwar war es die linke — frei gesetzt werden, ohne daß der Gegendruck der anderen, der rechtseitigen Öffnung vorhanden war. Aus diesem Grunde ist der Mittelpfeiler in seinem unteren Teile unsymmetrisch ausgebildet, die Grundfläche ist nach dem rechten Ufer zu verbreitert (Abb. 7). Diesem vorhandenen Verhältnis muß bei der Verbreiterung der Brücke Rechnung getragen werden. Es wurden verschiedene Vorschläge erwogen, wie die Verwendung von verschieden starken Zugbändern in der Fahrbahnebene der Bogen, von bestimmt abgemessenen Zugbändern in nur einer Öffnung, von künstlicher Belastung einer Öffnung usw. Vom Einschalten von Zugbändern sah man aber bald ab, da diese wieder Temperaturschübe brachten, und man fand schließlich den Ausweg, die Bogen als Dreigelenkbogen auszubilden, und zwar mit einem Gelenk im Untergurt in der linken Stromöffnung und mit einem Gelenk im Obergurt in der rechten Stromöffnung.

Die Vorschriften der Strombauverwaltung für den Bau sind sehr scharf. In den Gerüsten der beiden Stromöffnungen sind große Öffnungen für die Schiffahrt frei zu halten, in der rechten Stromöffnung — Talfahrt — eine freie Durchfahrt von 65 m, in der linken Stromöffnung — Bergfahrt — eine freie Durchfahrt von 57 m. Entsprechend der Lage des Stromes fällt die Schiffahrtöffnung in der rechten Stromöffnung nahezu in die Mitte der Öffnung, in der linken Stromöffnung dagegen mehr nach dem Mittelpfeiler zu. Starke Leitwerke sollen die Eingänge der Durchfahrten sichern, während ein wohleingerichteter Schlepp- und Wahrschaudienst für die sichere Benachrichtigung und Leitung durchfahrender Schiffe und Flöße zu sorgen hat. In Abb. 8 ist die vorgesehene Gerüstanlage schematisch dargestellt. Die Hauptgerüste sind bis 15. Dezember wieder aus dem Strom zu entfernen.

Abb. 8. Brückengerüst.

Die neue Eisenkonstruktion der Brücke wird zum Teil in Schiffbaustahl — St 44 —, zum Teil in Baustahl von Normalgüte — St 37 — ausgeführt. St 44 findet Verwendung bei den Hauptträgern der beiden Stromöffnungen und der Vorlandbrücken, alle übrigen Teile bestehen aus St 37. Das Gewicht der neuen Eisenteile beträgt rd. 4900 t. Die alten Toraufbauten links und rechts der großen Stromöffnungen müssen natürlich beim Umbau entfernt werden, desgleichen der Düsseldorfer Löwe auf dem mittleren Strompfeiler. Das Bild der Brücke dürfte durch diese Veränderung nur gewinnen.

Die Verbreiterung der Düsseldorfer Brücke ist wohl eine der schwierigsten Aufgaben, die bislang an den Eisenbrückenbau gestellt wurde. Abgesehen von der äußerst kurzen Bauzeit stellen die Maßnahmen während des Baues erhebliche Anforderungen an die drei bauenden Firmen. Möge es ihnen vergönnt sein, die Aufgabe ohne Unfälle und Zwischenfälle zu lösen und damit der Rheinischen Bahngesellschaft sowie der Stadt Düsseldorf die so dringend nötige Grundlage für die Bewältigung des immer mehr sich steigernden Verkehrs über den Rheinstrom bei Düsseldorf zu geben.

Beim Bau der vorhandenen Brücke wurden die Stromöffnungen

[1]) In der „Bautechnik“ 1925, Heft 16, S. 223, ist dieses Maß irrtümlich mit 4,0 m angegeben. Es soll 1,4 m heißen, mit dem Anfügen, daß das Maß endgültig auf 1,7 m festgesetzt wurde.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 16, S. 222 u. 223.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Rückgang der deutschen Ostseeküste.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. **Heiser**, Kolberg i. Pomm.

Durch den Angriff der von der See her wirkenden Naturkräfte sowie infolge des Einflusses von Vorgängen der Erdbildung ist das südliche Ostseeufer eine sehr ausgeprägte Abtragungsküste geworden. Überall finden sich deutliche Spuren von dem unablässigen und starken Vordringen des Meeres gegen das Land.

Infolge ihrer Beschaffenheit vermag die südliche Ostseeküste den Kräften der Zerstörung verhältnismäßig wenig Widerstand zu bieten. Die Küste besteht zum Teil aus hohen Kreideufern, wie z. B. auf Rügen, oder aus Geschiebemergel-Ufern, wie im Samland und stellenweise in Vor- und Hinterpommern, teils aus Ufern mit Einlagerungen von geschichtetem Sand, Ton und Kies und schließlich aus reinen Sandufern. Die beiden letzten Arten herrschen überwiegend vor, namentlich an der hinterpommerschen Küste. Beinahe jeder Sturm, der die See über das gewöhnliche Maß hinaus aufwühlt und dementsprechend hohe Wellen gegen das Land wirft, ruft hier und da an der Küste fast immer Abbrüche verschiedener Größe hervor.

Derartige Veränderungen des Ufers sind in erster Linie das Ergebnis der Brandung des Meeres. Durch die nagenden und unterwaschenden Angriffe der Wellen ist die Ostseeküste beständigen Veränderungen und Umbildungen unterworfen. Selbst bei schweren Sturmfluten ist für das Ufer der Wellenschlag noch weit gefährlicher als die Höhe, bis zu der der Wind den Wasserspiegel hebt. Außerdem

kommen als weitere tätige Kräfte, die solche Wirkung ausüben, vor allem noch die Strömungen und verschiedenartige Wasserstandsschwankungen in der Ostsee hinzu. Der Einfluß dieser einzelnen Naturkräfte auf die Umbildung der Küste ist zwar verschieden. Es darf aber angenommen werden, daß die Wellen und Strömungen in gleicher Weise umgestaltend tätig sind, da sie in Wechselwirkung auftreten. Nicht nur die Wellen und Brandung, sondern auch die Strömungen verdanken ihre Entstehung allein dem Winde. Dieser ist daher die wichtigste Naturerscheinung. Je stärker der Wind, desto größer ist auch seine umgestaltende Einwirkung, die er mittelbar und unmittelbar entfaltet. Die unmittelbare Hauptrolle bei den verheerenden Angriffen der See bilden die Brandungswellen. Diese Wellenbewegung ist auch die sichtbarste und allgemeinste Wirkung der Veränderung des Ufers.

Im Ostseegebiet herrschen erfahrungsgemäß westliche Winde innerhalb des Quadranten von SW. bis NW. bei weitem vor. Die von dorther kommenden Winde betragen über 45 % aller überhaupt wehenden. Infolgedessen ist auch die Hauptwellenbewegung nach Osten gerichtet. Die Wellen schreiten aber nur bei tiefem Wasser in der Richtung des Windes fort. Sobald der Untergrund ansteigt, wie in Nähe der Küste, ändern sie infolge der Reibung des Wassers am Grunde ihre Richtung und schwenken allmählich gleichlaufend zu den Tiefenlinien ein. Sie treffen mithin nicht genau in der Windrichtung, sondern verhältnismäßig schräg auf das Land auf. Da die deutsche Ostseeküste sich vornehmlich von Westen nach Osten erstreckt, übt diese Hauptwind- und Wellenrichtung den größten Einfluß auf die Gestaltung des Ufers aus. Durch den schräg gegen den Küstenstrich gerichteten Wellenschlag entsteht eine seitliche Verschiebung des Wassers längs des Ufers und zugleich eine langsame, aber ständige Wanderung des von der Brandung aufgewühlten Sandes von Westen nach Osten.

Durch diese Einwirkung der Brandungswellen auf die Küste werden die weniger widerstandsfähigen Strecken in Abbruch versetzt. Die abgebröckelten Bodenmassen verschwinden im Wasser und gehen für immer dem Saume des Landes verloren. Naturgemäß findet der Angriff des Meeres am stärksten auf die vorspringenden Hochufer statt. Da hier der Strand meist besonders schmal ist, nagt bereits die weniger bewegte See fortwährend den Fuß des Hochufers an und bringt dadurch die darüber liegenden Massen zum Absturz. Diese werden dann schon bei mittlerem Seegange leicht in kurzer Zeit hinweggespült. Außer der See ist auch noch der Wind, sowie namentlich Regen und Frost, letzterer hauptsächlich an den fast senkrechten Wänden von Geschiebemergel, an diesem Zerstörungswerke stark beteiligt. Große Verheerungen richtet schließlich auch der Regen als Sickerwasser an der Kliffküste an. Gerade der Geschiebemergel nimmt viel Wasser auf. Dadurch wird sein Rauminhalt stark vergrößert und die ganze Masse leicht aus dem Gleichgewicht gebracht. Infolge der starken Festigkeit seiner Massen besitzt zwar der feste Geschiebemergel eine besonders hohe Anhaftungsfähigkeit und kann daher den Angriffen der zerstörenden Kräfte länger Widerstand leisten. Wenn aber erst die Störung des Gleichgewichts eingetreten ist, werden auch weit mehr Bodenmassen aus dem Hochufer fortgerissen, wie an solchen Stellen, die lediglich aus losen Sandschichten bestehen. Hieraus erklärt sich der jeweils viel größere Landverlust an den Hochufern. Solche Uferstrecken bilden einen großen Teil der deutschen Ostseeküste.

Zwischen den Hochufern liegen im allgemeinen die flachen Niederungsbuchten, in denen sich die in Bewegung gesetzten Bodenmassen ablagern. Auf diese Weise sind die Buchten allmählich immer mehr gegen die See herausgewachsen und wirken auf den Ausgleich der Küstenlinie sowie auf die Herabminderung des Angriffes der Wellen ein. Dadurch hat sich vor diesen Strecken ein breiter Strand mit einem dahinter liegenden starken Gürtel von Dünen herausgebildet. Je flacher und gleichmäßiger der Strand ist, um so geringer sind die Zerstörungen an solchen Uferstrecken. Diese Erscheinung findet sich in besonders deutlicher Weise an der Küste von Stolpmünde bis Hela hin.

Die Größe des bisherigen Landverlustes ist auf verschiedenen Strecken und an einzelnen Stellen der ganzen Küste teilweise durch unmittelbare Messungen ermittelt worden, so daß sich ein einigermaßen zusammenhängendes Bild ergibt. Bisher war angenommen, daß die deutsche Ostseeküste im Jahrhundert durchschnittlich 44 m und an den gefährdetsten Stellen etwa 0,5 m im Jahre an Ausdehnung verliert. Nach den neueren Feststellungen ist jedoch diese Zahl erheblich zu niedrig gegriffen, vor allem an den Steilufern.

Einige Untersuchungen neuerer Zeit am Brothener Steilufer bei Travemünde haben einen durchschnittlichen Landverlust von über 1 m im Jahre ergeben. Für einen anderen Punkt derselben Uferstrecke gilt nahezu die gleiche Verlustziffer. Ebenso beweist der bisherige starke Abbruch auf dem nördlichen bergigen Teile der Insel Hiddensee sowie an der „Adlerhorst“ genannten Felsschlucht auf Arkona und auf der kleinen Insel Ruden im Südosten von Rügen, daß die Kräfte der Zerstörung hier unaufhaltsam am Werke sind. Ein weiteres Beispiel für die allmähliche und ständige Zernagung der Küste bietet auch das stolze Rügener Steilufer. Der Königsstuhl von Stubbenkammer soll, wie es heißt, ein altes Hünengrab bergen. Er muß also vor vielen Jahrhunderten noch mitten im Waldesfrieden gelegen haben. Heute bildet er den hervorstechendsten Teil der Steilküste.

Örtliche Messungen über den Umfang der Abbrüche an diesen Stellen fehlen leider. Dagegen ist eine Anzahl Ergebnisse von genauen Untersuchungen über die Landveränderungen an verschiedenen Punkten längs der ganzen pommerschen Festlandsküste vorhanden, und sie zeigt deutlich, wie im Laufe der Zeit die ständige Abnahme von Land in geradezu erschreckender Weise unaufhaltsame Fortschritte gemacht hat

Von Westen angefangen, ist zunächst der bisherige Landverlust bekannt, den die Halbinsel Zingst erlitten hat. Diese liegt sehr frei gegen den Angriff der Wellen aus den beiden nördlichen Quadranten und steht infolgedessen unter starkem Abbruche namentlich die Strecke östlich vom Orte Zingst vor der sogen. Sundischen Wiese. Hier mußten zum Schutze der Küste nach und nach immer mehr Buhnen angelegt werden. Unter der Wirkung der vorherrschenden westlichen Küstenströmung und Sandwanderung verschob sich dann der Rückgang des Ufers im Anschluß an die Buhnen jeweils stets weiter nach Osten, eine Erscheinung, die auch bei den Buhnenanlagen an anderen Küstenstellen der Ostsee zu beobachten ist.

Jedoch tritt nicht nur östlich von Buhnenanlagen erfahrungsgemäß Uferabbruch ein. Auch auf den Ostseiten der Häfen findet sich der gleiche Fall. In Kolberg ist bereits seit vielen Jahren das östliche Ufer durch Buhnen geschützt. In Rügenwaldermünde und Stolpmünde stehen entsprechende Maßnahmen bevor. Jeder künstliche und natürliche Einbau vor dem Strande, wozu die Buhnen und Hafendämme gehören, hemmt die Sandwanderung und stört dadurch den Gleichgewichtszustand, der an der betreffenden Küstenstelle bestanden hat, insofern, als die zu seiner Erhaltung nötige Sandzufuhr beeinträchtigt wird. Infolgedessen tritt auf der Leeseite des Einbaues mehr oder weniger großer Uferabbruch ein. Hierauf muß bei der Anlage von Hafendämmen und Buhnen ganz besonders Rücksicht genommen werden.

Durch Vergleich der Strandlinie aus alten Katasterkarten von 1837 mit dem heutigen Verlauf des Ufers ergibt sich für den Zeitraum von 88 Jahren, daß der Landverlust gleich hinter der Buhnengruppe vor Zingst rd. 200 m beträgt. Dieses Maß entspricht einem Durchschnittswerte von etwa 2,25 m für ein Jahr. Weiter nach Osten hin nimmt diese Verlustziffer allmählich bis auf 0,6 und 0,5 m ab, erreicht aber an einzelnen Stellen noch einmal den Wert von 1,15 und 1,30 m für den Jahresdurchschnitt. Zur Verhinderung des weiteren Zurückweichens der Küstenlinie ist für die nächsten Jahre im Anschluß an die bestehende Buhnenanlage der allmähliche Bau von weiteren 130 Buhnen auf eine Länge von 6 km geplant.

Verhältnismäßig genau hat sich für die Ufer der Inseln Usedom und Wollin das Maß der Landverluste ermitteln lassen. Vorpommern stand bekanntlich Ende des 17. Jahrhunderts im Besitze des Königreichs Schweden. In den Jahren 1695 und 1696 wurde das Land auf Veranlassung der schwedischen Regierung zu Grundsteuerzwecken aufgemessen und das Ergebnis in einzelne zusammenhängende Blätter eingetragen. Diese alten schwedischen Matrikelkarten befinden sich jetzt im Stettiner Staatsarchiv. Der Vergleich dieser damaligen Küstenlinie mit den neuesten preußischen Meßtischblättern ergibt ein sehr deutliches Bild der bisherigen Landveränderungen in den letzten zwei Jahrhunderten. Hiernach liegt der Höchstwert des Abbruches auf der Insel Usedom westlich von Swinemünde bei dem kleinen Seebade Koserow unmittelbar vor der Villa „Seeblick“ dicht am Streckelsberge und beträgt rd. 320 m, was einem jährlichen Vordringen der See an dieser Stelle von durchschnittlich 1,45 m gleichkommt. Der Streckelsberg selbst ist in den letzten 220 Jahren um 240 m zurückgewichen, d. h. also über 1 m im Jahresdurchschnitt. An den anderen Uferstrecken berechnet sich die mittlere Verlustziffer zu etwa 0,60 bis 0,80 m.

Weil die von dem Ufer der Insel Usedom abgeschwemmten Bodenmassen in erster Linie zu der starken Versandung des Swinemünder Hafens beitrugen, wurde sowohl der Streckelsberg durch kräftige Ufermauern, als auch das beiderseits anschließende Ufer durch Buhnen planmäßig gegen den Angriff der See geschützt. Dieser Uferschutz erstreckt sich auf eine Länge von 6,5 km und besteht aus 100 Buhnen. Seitdem ist ein Stillstand in der Rückwärtsbewegung dieser Küstenstrecke eingetreten.

Auf der Insel Wollin östlich von Swinemünde ist der Landverlust im allgemeinen etwas größer, weil diese Küstenstrecke den zerstörenden Kräften der See mehr ausgesetzt ist. Gegen die heutige Linie lag der Verlauf der Küste von 1695/96 im Mittel etwa 180 bis 200 m weiter nach See zu. Z. B. beträgt der Abbruch vor dem hohen Steilufer östlich von Misdroy 200 m, d. i. 0,90 m im Jahresdurchschnitt.

Wohl am deutlichsten wirkt auf das Auge der starke Abbruch des Ufers und der bisherige große Verlust an Land durch den Einsturz der heute unmittelbar am Rande des Hochufers stehenden alten Kirche des Dorfes Hoff unweit des kleinen zwischen Dievenow und Kolberg gelegenen Badeortes Rewahl. Diese Kirche wurde um 1250 erbaut und stand einst mitten im Dorfe, der Kirchhof um sie herum. Wieviel Acker dem Dorfe seewärts noch vorgelagert war, ist leider unbekannt. Es sollen jedoch allein im ganzen 175 Morgen Pfarracker verschwunden sein. 1730 haben noch zwei Bauernhöfe seewärts der Kirche und der hinter dem Kirchhofe entlangführenden großen Landstraße von Stettin nach Kolberg gelegen. Der durch Frost und Stürme verursachte Absturz des hohen, steilen und lehmigen Meeresufers kam der Kirche von Jahr zu Jahr immer näher. 1843 trat ein Sturm mit solcher Gewalt auf, daß sich eines Sonntags der Prediger von der Kanzel nur mit Mühe verständlich machen konnte. Wegen der dauernden Abbröckelung des Ufers wurde regierungsseitig geplant, die Kirche spätestens 1857 aufzugeben. Aber erst im Sommer 1874 wurde sie geschlossen. Noch manches Jahr trotzte das alte feste Mauerwerk den Angriffen von Sturm und Wogen. 1901 stürzte dann die ganze Nordseite der alten Ruine in die Tiefe und 1903 auch ein Teil des Westgiebels. Es kann deshalb nicht mehr lange dauern, bis der noch vorhandene Rest dem Ansturm der Naturkräfte völlig zum Opfer fällt. Unaufhaltsam dringt das Meer vor und spottet aller Versuche, ihm auf die Dauer Widerstand zu leisten.

Bedauerlicherweise sind keinerlei Unterlagen vorhanden, um die Größe des bisherigen Abbruches annähernd zu bestimmen. Einen schwachen Anhalt bieten lediglich die bereits erwähnten Angaben über das Alter der Kirche und über ihre damalige Lage im Dorfe. Seit ihrer Erbauung sind bis heute 625 Jahre vergangen. Mit einiger Wahrscheinlichkeit läßt sich wohl annehmen, daß die Kirche seinerzeit von dem Steilufer mindestens 500 bis 600 m entfernt lag. Dann würde sich der Landverlust zu etwa 1 m für den Jahresdurchschnitt ergeben und gut den genaueren Ziffern entsprechen, die an anderen Küstenstellen ermittelt sind.

In ähnlicher Weise bildet weiter nach Osten hin die Geschichte von dem Untergange des alten Fischerdorfes Regamünde-Rega und die damit zusammenhängende Entstehung des heutigen Treptower Deep an der jetzigen Regamündung ein sehr beachtenswertes Beispiel dafür, wieviel Land an dieser Küstenstrecke bisher von der See verschlungen ist. In vergangenen Jahrhunderten war der Ausfluß der Rega in die Ostsee ein anderer als heute. Die Rega ging damals von Südwesten her durch den Kamper See und trat an der Nordwestecke wieder aus. Von hier floß sie dann geradewegs in die Ostsee. Diese Mündungsstelle liegt etwa $3^1/_2$ km östlich der jetzigen. Am Unterlaufe des Flusses lag um die Mitte des 13. Jahrhunderts das Dorf Rega, das von Fischern und Schiffsleuten bewohnt war. Die Ausmündung des Flusses hatten die Bewohner zu einer Hafenanlage ausgebaut, die den Namen „Regamünde“ führte. 1497 trat eine gewaltige Sturmflut ein, die an der Küste überall viel Schaden anrichtete und auch Regamünde schwer heimsuchte. Im ersten Drittel des 16. Jahrhunderts haben dann die Bewohner den Ort verlassen. Die meisten siedelten nach Treptower Deep über, das von den Bewohnern der Stadt Treptow an der heutigen künstlich hergestellten Regamündung als ihr Hafenort angelegt war. Allmählich fielen Regamünde und Rega vollständig der See zum Opfer. In den 90er Jahren des vorigen Jahrhunderts sollen an der Stelle, wo diese Orte gestanden haben, noch alte Reste baulicher Anlagen und sonstige Merkmale menschlicher Wohnstätten sowie Grabstätten und anderes mehr noch erkennbar gewesen sein. Heute ist davon nichts mehr zu sehen. Die See hat alles weithin überflutet und völlig eingesandet. Nur wenn das Wasser der Ostsee bei anhaltenden ablandigen Winden gelegentlich weit vom Ufer zurücktritt, werden diese stummen Zeugen längst vergangener Jahre, vor allem der ehemalige Friedhof, auf kurze Zeit aufgedeckt.

Da das Ufer an dieser Küstenstelle völlig sandiger Natur ist, mithin nicht eine solche Widerstandsfähigkeit besitzt wie das lehmige Steilufer vor Rewahl, so muß hier das Zurückweichen der Küstenlinie in dem gleichen Zeitraume von $6^1/_2$ Jahrhunderten zweifellos bedeutender gewesen sein als die vorstehende Schätzung für die Strecke an der alten Kirche von Hoff.

Die nächste Küstenstrecke, an der genaue Messungen neuester Zeit vorhanden sind, liegt 12 km östlich von Kolberg. Hier werden die sandigen Vordünen von einer kurzen Hochuferstrecke unterbrochen, die aus Mergel mit Sandablagerungen über blauen Ton bestehen und infolgedessen dem Angriff der Wellen verhältnismäßig größere Widerstandskraft entgegensetzen können. Auf diesem Mergelrücken ist das Dorf Henkenhagen, ein kleiner aufblühender Badeort, angelegt. Das Steilufer, das eine größte Höhe von 9 m hat, reicht jetzt schon ganz dicht an die Bebauung heran. Einer der großen Gasthöfe des Ortes liegt heute mit der Vorderflucht des Hauptgebäudes nur noch 5 m von der Vorderkante des Hochufers entfernt. Der jetzige Verlauf dieser Uferlinie ist kürzlich genau bestimmt worden. Sein Vergleich mit alten Katasterkarten von 1822 ergibt, daß die Hochuferkante in den letzten 102 Jahren um 40 bis 50 m, an einer Stelle sogar um 90 m landwärts gerückt ist. Die mittlere Verlustziffer stellt sich somit auf 0,45 m für den Jahresdurchschnitt. Der Ort ist inzwischen sehr gefährdet. Zu seinem Schutze soll spätestens im nächsten Jahre zunächst eine Buhnengruppe von 24 Buhnen angelegt werden.

Von hier nach Osten hin schließt sich dann an die etwas aus dem allgemeinen Küstenverlauf hervortretende Landspitze von Funkenhagen, die ein für die Schiffahrt wichtiges Leuchtfeuer trägt, die weite Kösliner Bucht an. Sie reicht über den Hafen von Rügenwaldermünde hinaus bis zur Ecke von Jershöft hin. Die Ufer dieser Bucht bestehen durchweg aus sandigen Dünen von verschiedener Stärke und Höhe, die zum größten Teil in staatlichem Besitze stehen und daher auf das sorgfältigste gepflegt sind. Hinter ihnen liegt eine Anzahl gut besuchter Badeorte. Die ganze Strecke von Funkenhagen bis Rügenwaldermünde hin ist der vorherrschenden Wind- und Wellenrichtung aus dem Westen ganz offen zugekehrt und damit den Angriffen dieser Naturkräfte sehr stark ausgesetzt. Die Folge davon ist, daß sich der Rückgang der Uferlinie gerade hier in der Kösliner Bucht besonders deutlich zeigt und sogar recht bedenkliche Größe erreicht. Anfangs dieses Jahrhunderts war der Dünengürtel auf der Westseite der Bucht durch die ständigen, von den Brandungswellen hervorgerufenen Abspülungen so geschwächt, daß unmittelbare Gefahr für den Bestand der dahinter liegenden Dörfer Sorenbohm und Bauerhufen eintrat. Infolgedessen ergab sich die dringende Notwendigkeit, zum Schutze dieser Ortschaften umfangreiche künstliche Uferwerke herzustellen. Zu dem Zwecke wurde von Funkenhagen an eine großzügige Buhnengruppe angelegt, die mit der Zeit immer weiter nach Osten verlängert werden mußte. Heute besteht diese Gruppe aus 156 Buhnen und deckt eine Küstenlänge von 9 km. Außerdem erhielt der Ort Sorenbohm als Ersatz für die völlig verschwundene Vordüne eine 1200 m lange kräftige Ufermauer, die den Ort jetzt wirksam gegen Überflutung schützt. Der Vordünenberg vor dem Dorfe Bauerhufen wurde durch künstliche Schüttung wieder hergestellt. Seitdem hat sich auf dieser Strecke ein erträglicher Zustand herausgebildet.

Die genaue Strandaufnahme, die damals in den Jahren 1900 und 1901 vor der Durchführung dieser Uferschutzmaßnahme stattfand, zeigte bei ihrer Gegenüberstellung mit alten Plänen, daß die Uferlinie in den 37 Jahren von 1863 bis 1900/01 fast gleichmäßig um 40 bis 50 m zurückgegangen war. Auf den Jahresdurchschnitt berechnet, ist hiernach der damalige Verlust an Land über 1,20 m groß gewesen.

Bald nach Herstellung der großen Buhnenanlage setzte sich der Abbruch in der Bucht weiter nach Osten hin in derselben Weise fort wie auf der Halbinsel Zingst zu beobachten ist. Immer wieder war es nötig, den Fuß der Vordüne zurückzuverlegen und damit den Dünenschutzwall landwärts zu verschieben. Zur Ermittlung der Breite des Landstreifens, der bisher von der Ostsee verschlungen ist, bietet eine alte aus dem Jahre 1828 stammende maßstäbliche Vermessung des Strandes und der Dünen guten Anhalt. Der Unterschied zwischen dem Verlauf der Uferlinie von damals und heute ist sehr verschieden groß. Die Maße steigen nach Osten hin von 110 m auf 220 m und gehen dann allmählich wieder auf 75 m herab. Für den Zeitraum von 1828 bis heute, d. i. für die letzten 100 Jahre, beträgt mithin der jährliche Durchschnittswert des Landverlustes 0,75 bis 2,30 m, was einem Mitel von etwa 1,50 m entspricht. Das auffällig hohe Maß von 2,30 m ist an einer Stelle gefunden, wo sich eine kleine verhältnismäßig tiefe Einbuchtung herausgebildet hat. Für dieselbe Küstenstrecke kann weiter der Verlauf des beutigen Strandes mit der Uferlinie von 1917 verglichen werden. Dabei ergibt sich das überraschende Bild, daß in diesen letzten 8 Jahren der Uferabbruch außergewöhnlich groß gewesen ist. An den gleichen Stellen, bei denen der Jahresdurchschnitt für die letzten 100 Jahre ermittelt wurde, finden sich die sehr hohen jährlichen Verlustziffern von 4,30 bis 6,25 m. Die Schuld an diesem über alle Erwartungen starken Zurückweichen der Küstenlinie trägt der Umstand, daß der Abschluß der großen Buhnengruppe viel zu schroff ist. Infolgedessen trifft der durch die Buhnen vom Ufer nach See zu abgelenkte Küstenstrom gleich hinter den letzten Buhnen wieder unmittelbar auf den Strand auf und greift diesen mit vermehrter Kraft an.

Um dem weiteren Verlust an wertvollem Lande Einhalt zu tun, ist für die nächsten Jahre die Verlängerung der Buhnengruppe nach Osten hin geplant.

Welchen unabsehbaren Schaden die bewegte See anrichten kann ist an dem großen Dünendurchbruche bei Damkerort, etwa 15 km von Rügenwaldermünde, deutlich zu erkennen. Hier hatte vor 3 Jahren die Ostsee in ganz kurzer Zeit auf dem schmalen Nehrungsstreifen, der den Buckower See von der Ostsee trennt, den Dünenzug auf eine Länge von über 1 km völlig weggewaschen und auch den Nehrungstreifen selbst auf eine längere Strecke glatt durchbrochen, so daß die Ostsee bei höheren Wasserständen in großer Breite in den Binnensee einströmen kann. Zur Verhinderung der Überflutung der an den Binnensee grenzenden Ländereien sind inzwischen mit bestem Erfolge umfang-

reiche Arbeiten im Gange, um die von der Ostsee gewaltsam geschaffene Öffnung wieder künstlich zu schließen.

Wie bereits oben erwähnt, findet östlich des Hafens von Rügenwaldermünde gleichfalls sehr starker Uferabbruch statt. Hier hat sich seit der Erbauung des Hafens eine große Einbuchtung auf 3 km Länge gebildet. Die älteste bekannte maßstäbliche Strandvermessung stammt aus dem Jahre 1872. Seitdem ist das Ufer auf dieser Strecke bis heute um 70 bis 100 m zurückgegangen, was für den Zeitraum von 53 Jahren einem jährlichen Durchschnitt von 1,70 m gleichkommt. Da dieser Zustand auf die Dauer immer unhaltbarer wird, ist geplant, die vorhandenen, aber unzureichenden Schutzwerke weiter auszubauen.

Eine sehr interessante Küstenstelle, deren Veränderung dauernd beobachtet wird, bildet das zwischen Rügenwaldermünde und Stolpmünde gelegene Hochufer von Jershöft, auf dem ein für die Schiffahrt äußerst wichtiges Leuchtfeuer 1. Ordnung und eine große Nebelsignalanlage steht. Dieser Küstenpunkt tritt auf der Strecke zwischen Swinemünde und Rixhöft am stärksten aus dem allgemeinen Küstenverlauf nach See zu heraus und ist infolgedessen den Angriffen der Naturkräfte ganz besonders ausgesetzt. Das Ufer wird gebildet von einer tertiären Toninsel mit eingefalteten und deckenden Schichten diluvialen Geschiebemergels, der große Findlinge enthält, und hat stellenweise sehr schroff abfallende Wände von durchschnittlich 25 m Höhe. Die Steilküste ist außerordentlich zerklüftet und durchsetzt von sehr vielen und tiefen Schluchten. Wind und Regen verursachen nahezu ständige Abbröckelungen der oberen Kante des Hochufers, dessen Fuß von den Brandungswellen bei höherem Wasserstande jeweils schwer angegriffen wird.

Zur Feststellung des bisherigen Landverlustes stehen für den Vergleich mit dem Zustande von 1918 maßstabgerechte Vermessungen der Strand- und Hochuferlinien aus den Jahren 1836 und 1885 zur Verfügung. Die Gegenüberstellung ergibt, daß in den letzten 82 Jahren von 1836 bis 1918 die obere Uferkante durchschnittlich 40 m an Tiefe, d. i. 0,5 m im Jahre, verloren hat, während der Fuß des hohen Ufers in dem gleichen Zeitraume nur um 30 m, d. i. 0,35 m im Jahre, zurückgetreten ist. Noch ungünstiger wird der Vergleich der Uferlinien von 1885 und 1918. In diesen 33 Jahren beträgt das Jahresdurchschnittsmaß für den Abbruch des oberen Randes nahezu 1 m und erreicht an einer Stelle, die am weitesten aus dem Uferverlaufe vorspringt, sogar den Wert von 1,20 m. Der geringere Rückgang des Hochuferfußes ist dadurch zu erklären, daß die von oben herunterstürzenden Bodenmengen die Fußlinie leicht seewärts schieben. Sobald die Brandungswellen diese losen Massen wegspülen, beginnt das Spiel aufs neue.

Da das Hochufer infolge seiner Zusammensetzung von vornherein eine größere Festigkeit gegen den Angriff des Meeres besitzt, so sind diese beobachteten Landveränderungen immerhin als recht beträchtlich zu bezeichnen. Bereits 1918 wurden zum Schutze des Ufers und des Dorfes Jershöft sowie namentlich der auf ihm stehenden Schiffahrtzeichen umfangreiche Sicherungsmaßnahmen (23 Buhnen und eine kurze Ufermauer) begonnen, die erst kürzlich beendet sind und bisher recht guten Erfolg gebracht haben. Der Strand ist seitdem erheblich breiter geworden und trägt viel zur Erhaltung des Steilufers bei.

Die nunmehr folgende Küstenstrecke über Stolpmünde und Rixhöft bis Hela hin zeigt überall sehr starke Dünenbildungen, die im östlichen und mittleren Teile höher sind als im westlichen. Hinter diesen wohlgepflegten Dünen liegen mehrere Seen, die durch flache Wasserläufe mit der Ostsee in Verbindung stehen. Der Verlauf der Küste ist gleichmäßig glatt. Größere Einbuchtungen fehlen. Da der Dünengürtel hier besonders kräftig ist und ihm durchweg ein sehr breiter, flach ansteigender Strand vorlagert, bildet die Vordüne einen äußerst wirksamen, natürlichen Schutzwall gegen die See. Die nach Osten gehende Sandwanderung lagert gerade auf dieser Strecke gewaltige Massen von Sand ab, die der Pflege und Erhaltung der Dünen zugute kommen. Wie groß der Sandzufluß hier ist, zeigt die Entstehung und weitere Ausbildung der Halbinsel Hela. Daher ist die Abnahme an Land gegenüber anderen Küstenstrecken ganz unbedeutend. Allerdings verursacht die bewegte See auch hier gelegentlich mehr oder weniger große Abspülungen der Düne. Solche ungünstigen Veränderungen der Küste werden aber stets in verhältnismäßig kurzer Zeit durch die außerordentliche starke Anlandung der Wandersände ausgeglichen, so daß im großen und ganzen durch planmäßige und sorgfältige Instandsetzung der beschädigten Dünen der ursprüngliche Zustand immer bald wieder hergestellt wird. Somit besteht an dieser Küstenstrecke ein sehr günstiges Gleichgewicht zwischen Uferabbruch und Landgewinn, so daß Uferschutzwerke bisher noch nicht nötig gewesen sind.

Die nächste Uferstrecke, die sehr stark unter Abbruch leidet, ist die samländische Küste. Auf der Westseite von Tenkitten bis Brüsterort ist wegen ihrer der Hauptwind- und Wellenrichtung unmittelbar zugekehrten Lage die Zerstörung der Ufer größer als auf der nördlichen Strecke von Brüsterort bis Cranz. Auf Grund örtlicher Vermessungen und Vergleich mit alten Karten ist bei Marscheiten, 4 km südlich von Brüsterort, bisher jährlich ein etwa 0,8 m breites Stück weggespült worden. Die Kreislakener Gemeinde hat in den rund 90 Jahren von 1821 bis 1910 zusammen 24,72 Morgen urbar gemachtes Land einbüßen müssen, was jährlich einem Stück von 0,5 m Breite entspricht. Das gleiche Maß fand sich auch in dem Gelände von Kraxtepellen, Palmnicken und Hubnicken. Ganz besondere Beachtung verdienen die örtlichen Messungen an dem Steilufer von Brüsterort. Die Brüsterorter Ecke hat in den letzten 80 Jahren an der Westseite ein Stück Land von 3 m Breite, an der Nordküste ein solches von 6,5 m verloren. Die Ecke ist um 6 m weiter landeinwärts gerückt. Eine Gefahr für den Bestand des Leuchtturmes besteht noch nicht. Augenblicklich beträgt die Entfernung des Turmes von allen drei Seiten immerhin noch über 100 m.

Auf der Nordküste des Samlandes fehlen leider genaue Feststellungen über den Umfang der Uferabbrüche. Überall ist aber deutlich wahrzunehmen, wie tief sich die See in das Land hineingearbeitet hat. Vor allem auf der westlichen Strecke von Warnicken bis Rauschen ist das Hochufer stark ausgekehlt und unterhöhlt, zumal der schützende Strand nur geringe Breite besitzt. Weiter über Cranz hinaus und an der Küste der Kurischen Nehrung werden diese Verhältnisse dann günstiger. Hier ist der Strand wieder viel breiter und von hohen Dünenbergen gekrönt. Die Strecke hat wenig unter Landverlust zu leiden.

Alle die in den vorstehenden Beispielen als Verlustziffern für ein Jahr angegebenen Abbrüche sind natürlich nicht etwa alljährlich gleichmäßig eingetreten. Vielmehr sind sie lediglich als mittlere Jahresdurchschnittswerte der Wirkung von ganz besonderen Kraftäußerungen der Natur anzusehen, die in den betreffenden Zeiträumen aufgetreten sind und sich innerhalb dieser in unregelmäßiger Folge wiederholt haben. An einer Küste, die wie die südliche Ostseeküste unter ständigem Abbruche liegt, gibt der Verlustbetrag eines kurzen Zeitraumes keinen Maßstab für die Beurteilung des in einem längeren Zeitabschnitte stattfindenden Uferverlustes.

Immerhin geht aus den obigen Betrachtungen hervor, daß die südliche Ostseeküste zweifellos in ständigem Rückgange begriffen ist, und daß an den ungeschützten Strecken mit weiteren Landverlusten gerechnet werden muß. Ebenso darf aus den angeführten Beispielen mit hinreichender Genauigkeit geschlossen werden, daß der bisherige Abbruch im Jahresdurchschnitt mindestens 1 m beträgt. An den besonders gefährdeten und dem Angriffe der See stärker ausgesetzten Stellen ist der ständige Schwund des Ufers sogar noch größer.

An dieser starken Umgestaltung des Ufers, der Grenze zwischen Meer und Land, sind neben den Kräften der See mit ungleich größerer Wirkung seit Jahrtausenden die gewaltigen inneren Massenbewegungen der Erde beteiligt.

Wie die Entwicklungsgeschichte der Ostsee lehrt, hat die Mulde, die wir heute Ostsee nennen, in der Hauptsache ihre jetzige Gestaltung erst in der Eiszeit erhalten. Dreifache Senkungen, denen geringere Hebungen folgten, verursachten das Vordringen und teilweise Zurückweichen des Meeres in das Ostseegebiet. Diese Vorgänge sind als Schaukelbewegungen mit immer geringer werdenden Ausschlägen um die Achse Dänemarks und Kurlands aufzufassen und haben ihren Ursprung in den Gleichgewichts- und Spannungszuständen zwischen den skandinavischen, finnischen und deutschen Gebirgsmassen.

Von jeher haben die Senkungen immer einen überwiegenden Einfluß gehabt und sind auch heute noch keineswegs zum Stillstande gekommen. Es scheint sogar, als ob Zeiten der Ruhe in diesen Verschiebungen nur einen vorübergehenden Zustand für die weitere allgemeine Umbildung der Erdkruste bedeuten. Deshalb ist zweifelhaft, ob die Ostseeküste auch dann unveränderlich bleiben würde, wenn es gelänge, den durch die Meeresbrandung verursachten Uferabbruch etwa durch künstliche Schutzvorkehrungen aufzuhalten. Auf alle Fälle steht fest, daß durch die gewaltigen Massenverschiebungen der Erde im Laufe der Jahrtausende die Veränderung der Uferlinie erheblich größer gewesen ist, als bisher die ständigen Einwirkungen der Wellen und Strömungen auf die Küste hervorgerufen haben. Bei der allgemeinen Neigung des Strandes von 1 : 60 bis 1 : 20, die annähernd immer die gleiche zu bleiben pflegt, würden schon geringfügige Senkungen von wenigen Zentimetern genügen, um das Vorrücken der Uferlinie gegen das Land bemerkbar zu machen.

Allerdings finden diese Bewegungen der Erdkruste sowohl im Binnenlande als auch im Nord- und Ostsee-Gebiete in solchem geringen Ausmaße statt, daß die Wirkungen erst über Jahrhunderte hin erkennbar werden. An der Nordseeküste, die sich nachweislich senkt, sind über die Größe der Senkung mancherlei Beobachtungen angestellt worden, die sich namentlich auf den Marschensaum und die Halligen erstreckt haben. Die bisherigen Untersuchungsergebnisse blieben jedoch völlig ungleichmäßig und unzulänglich. Daß sich anderseits dänische Gebiete, wie z. B. Jütland, gehoben haben, ist gleichfalls bekannt. Schon das Fehlen von Marschen an der dänischen Nordseeküste ist lediglich darauf zurückzuführen, daß sich dieser Küstenstrich gehoben

hat. Auch in Schweden läßt sich eine tatsächliche Aufwärtsbewegung an der Vorschiebung der Küstenlinie erkennen. Für das Gebiet nördlich von Karlskrona ist der Betrag zu 1,30 m im Jahrhundert ermittelt worden. Gegenwärtig soll die französische Kanalküste rasch sinken, und vielleicht werden zugleich auch die holländischen und deutschen Küstenstrecken eine weitere Senkung erfahren. Ein Teil Hollands liegt bereits unter dem Meeresspiegel. Dann würde diese Erscheinung eine regelrechte Kippung des Nordseebodens nach Südwesten hin bedeuten. In welchem Umfange solche Bewegungen auf das Ostseegebiet übergreifen, ist schwer feststellbar. Der südwestliche Teil des Ostseebeckens wird zweifellos von diesen Umgestaltungen betroffen. Z. B. zeigen die Sohlen der jetzt mit Moor ausgewachsenen Täler der Reknitz, der Tolense, des Trebels, der Peene und der Warnow, die heute 6 bis 12 m unter dem Meeresspiegel liegen, dieselben Merkmale der Küstenablagerungen, die im übrigen Ostseegebiete höher gelegen sind. Andere Beweise für die Tatsache, daß sich die Küste gesenkt hat und weiter senkt, bietet das vielfach in der Strandlinie zu beobachtende Zutagetreten von Baumstubben und Moorschichten. Solche Spuren früherer Waldstreifen finden sich namentlich an den sandigen Ufern der Kösliner Bucht zwischen Kolberg und Rügenwaldermünde, sowie auch an anderen Stellen der hinterpommerschen Küste. Der Höhenunterschied zwischen der rückwärtigen Landoberfläche und der Lage dieser Baumstubben beträgt hier etwa 2 m. In welchem Zeitraume dieser Senkungsbetrag eingetreten ist, kann leider mangels näherer Unterlagen nicht angegeben werden. Auch eine Schätzung ist nicht gut möglich. Schließlich ergibt sich aus der Veränderung der Mittelwasserstände verschiedener Ostseepegel, daß zweifellos eine Senkung des Küstenstreifens stattgefunden hat. Nach genauen Feststellungen ist das Mittelwasser an folgenden Pegeln gestiegen:

in Kolberg	von	1816	bis	1924	. . . .	um 18,5 cm
„ Rügenwaldermünde	„	1820	„	1924	. . . .	„ 17,1 cm
„ Stolpmünde	„	1840	„	1924	. . . .	„ 4,3 cm.

Hiernach scheint es so, als ob die Abwärtsbewegung im Ostseegebiete nach Osten zu abnimmt.

Aus alledem zeigt sich, daß das Gesamtbild der tatsächlichen Kenntnis von der Küstensenkung noch völlig unklar ist. Dieser Mangel würde immerhin das Gute bedeuten, daß diese Erscheinung infolge ihrer Undeutlichkeit sicherlich nicht rasch vor sich geht und daher auch nicht unmittelbar gefahrdrohend sein kann.

Zur Verhinderung des weiteren Landverlustes, der durch den Angriff der von der See her wirkenden, sowie der übrigen an der Zerstörung der Ufer beteiligten Naturkräfte hervorgerufen wird, haben sich die an verschiedenen Stellen der Küste hergestellten künstlichen Uferschutzwerke nach den bisherigen Erfahrungen gut bewährt. Es kann natürlich sowohl wegen der hohen Kosten als auch mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit der Ausgaben nicht davon die Rede sein, etwa die ganze südliche Ostseeküste künstlich zu schützen. Es wäre noch nicht einmal gerechtfertigt, an allen gefährdeten Hochufern lediglich wegen der Landerhaltung kostspielige Uferschutzbauten anzulegen. Schon der einfachste Schutz durch leichte einreihige Pfahlbuhnen, wie sie an der hinterpommerschen Küste üblich sind, würde für 1 km Uferlänge bereits 300 000 R.-M. kosten. Leider besteht in der Ausführung von Seebuhnen im Ostseegebiete keine Einheitlichkeit. An der Küste der Insel Usedom werden durchweg doppelreihige Pfahlbuhnen angewendet, die mit Faschinen ausgefüllt sind und darüber eine Abdeckung von Steinen haben. Die Kosten betragen etwa das Dreifache der einreihigen Pfahlbuhnen. Vor der Halbinsel Zingst bestehen die Buhnen lediglich aus einer Faschinenpackung ohne Pfahlwände, die mit Steinen beschwert wird. Auch diese Art ist teurer als die leichten hinterpommerschen Buhnen. Die einreihigen Pfahlbuhnen haben den großen Nachteil, daß die Pfähle mit der Zeit sehr glatt werden und dadurch die schädlichen Längsströmungen von See nach dem Lande zu begünstigen. Infolgedessen treten recht häufig Umspülungen der Buhnenwurzeln ein, die den Anfang für den allgemeinen Uferabbruch bedeuten. Am zweckmäßigsten erweisen sich die doppelreihigen mit Faschinen ausgefüllten Pfahlbuhnen, aus denen die große Buhnengruppe beiderseits des Streckelsberges besteht. Auch die Buhnen östlich der Dievenow-Mündung sind von derselben Art.

Die Durchführung künstlicher Uferschutzmaßnahmen kann nur dort in Frage kommen, wo größere Werte, z. B. Ortschaften, Leuchttürme, wie bei Groß-Horst, oder sonstige Seezeichen, Badeanstalten wie östlich des Hafens in Kolberg, u. dgl. ernstlich bedroht sind, oder wo bei schmalen Nehrungen, wie bei Damkerort westlich von Rügenwaldermünde, ein Durchbruch der Ostsee für die dahinterliegenden Ländereien schwerwiegende Veränderungen bringen würde.

An den flachen Strandstrecken, wo sich Dünen ausbilden lassen, muß planmäßig Dünenbau betrieben werden mit dem Ziele, gleichmäßig hohe, in schlanken Linien verlaufende Schutzwälle mit möglichst flachen Böschungen nach See hin zu schaffen. Durch sorgsame und zweckmäßige Pflege kann der Dünenkörper so widerstandsfähig gemacht werden, daß selbst die stärksten Stürme ihn nicht zu durchbrechen vermögen. Gut gepflegte, genügend hohe und breite Dünen werden nur in ganz seltenen Fällen weggespült. Solche natürlichen Schutzwälle sind der beste und billigste Uferschutz. Ihren Aufbau besorgt allein die Natur. Der Mensch muß sie nur darin entsprechend unterstützen.

Vielfach herrschen noch Zweifel darüber, ob und inwieweit der Staat zum Schutze der Meeresküste verpflichtet ist. Eine rechtliche Verpflichtung des Staates in dieser Beziehung ist bisher niemals anerkannt worden und wird von der Staatsregierung auch weiterhin unbedingt verneint. Der Staat hat bisher Arbeiten und Bauten zum Schutze der Meeresküste auf eigene Kosten nur ausgeführt, wenn durch solche Uferbefestigungen:

a) der Eintrieb von Sand in Häfen und Strommündungen beschränkt (Beispiel: Uferbefestigungen an der Insel Usedom zum Schutze des Hafens in Swinemünde),
b) der Durchbruch von Landzungen und die Zerstörung von Inseln, die einen Schutz für Strommündungen, Schiffahrtstraßen und Häfen bilden, verhindert,
c) staatlicher Besitz geschützt werden sollte.

Im übrigen hat sich der Staat, abgesehen von vereinzelten Ausnahmefällen, nach außergewöhnlich schädlichen Naturereignissen darauf beschränkt, bei nachgewiesener Leistungsunfähigkeit der zunächst Beteiligten ihnen durch Übernahme eines Teiles der Kosten des Unternehmens zu helfen. Noch immer steht die Staatsregierung auf dem Standpunkte, daß der Staat und die Kommunalverbände wie auf anderem Gebiete so auch bezüglich des Schutzes der Meeresküste gemeinschaftlich handeln müssen. Heute bei der anerkannten Finanznot des Staates gilt als angemessener Beitrag, den die Beteiligten leisten müssen, etwa ein Drittel der tatsächlichen Gesamtkosten des in Frage kommenden Uferschutzbaues.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Ausführung massiver Staumauern.

Von Regierungsbaurat **Momber**, Goslar.

(Schluß aus Heft 22.)

Die größte zulässige Druckbeanspruchung darf nach den französischen Bestimmungen wasserseitig etwas höher als luftseitig angenommen werden. Dem kann nur beigestimmt werden, da eine Gefahr für das Bauwerk lediglich bei gefülltem Becken und größter Beanspruchung auf der Luftseite vorliegen kann, auch dürfte ein völliges Leerlaufen des Beckens im Betrieb kaum vorkommen, so daß die größte errechnete Beanspruchung des Mauerwerks auf der Wasserseite in Wirklichkeit kaum eintreten wird. Der Sicherheitskoeffizient für die zulässige Beanspruchung ist nach den französischen Bestimmungen zwischen $^1/_8$ und $^1/_{10}$ zu wählen. Nach den amtlichen italienischen Bestimmungen darf σ nicht $^1/_9$ der Festigkeit übersteigen, und zwar einen Monat nach der Herstellung bei Zementmörtel und drei Monate nach der Herstellung bei hydraulischem Kalkmörtel.

Ingenieur Eggenberger-Bern sagt in einer Abhandlung über „Verschiedene Untersuchungen beim Bau der Staumauer Barberine“ (Der Bauingenieur 1924, Heft 7), daß es genügen dürfte, wenn aus einer Reihe von Versuchen im Mittel nach 28 Tagen eine Festigkeit des Betons von 100 kg/cm² und nach 90 Tagen von 150 kg/cm² erzielt würde, da es sich bei den größten Schwergewichtmauern nur um Beanspruchungen von 20 bis 25 kg/cm² am talseitigen Fuß handle.

Es dürfte vollauf genügen, wenn man die Mischungsverhältnisse des Betons so wählt, daß die Beanspruchung $^1/_8$ bis $^1/_{10}$ der Druckfestigkeit nach 90 Tagen bei Zementbeton und nach entsprechend längerer Zeit bei Zusatz von Traß oder anderen die Abbindung verzögernden Zuschlägen beträgt.

Der Mauerquerschnitt wird so zu bemessen sein, daß bei vollem Becken am wasserseitigen Fuß noch geringe Druckspannungen auftreten, um das Bilden von Rissen und das Eindringen von Wasser in die Mauer nach Möglichkeit zu verhindern. Die Druckspannungen werden um so größer gewählt werden, je höher das Bauwerk ist und je größere Anforderungen an die Sicherheit des Bauwerks infolge seiner örtlichen Lage gestellt werden müssen.

Die Standsicherheitsberechnung der Mauer muß den Nachweis enthalten, daß Gleitsicherheit vorhanden ist. Link kommt in einer Abhandlung über „Die Gleitsicherheit der Staumauern“ (Zeitschr. f. Bauw. 1924, Heft 4 bis 6) zu folgender Schlußfolgerung: „Bei Auftreten von Sohlenwasserdruck von bestimmter Größe hören geradlinige

Vollmauern auf, gleitsicher zu sein. Man kann den Sohlenwasserdruck durch eine Entwässerung vermindern, bedarf aber immer noch zur Erzielung der vollen Gleitsicherheit der Schaffung eines weiteren Widerstandes, der durch Anmauern des Mauerfußes an die luftseitige Felswand gewonnen wird. Bogenförmige Vollmauern können im allgemeinen als gleitsicher gelten, vorausgesetzt, daß die seitlichen Widerlager auch wirklich als Gewölbekämpfer ausgebildet worden sind, d. h. im radialen Schnitt einigermaßen wagerecht."

In Deutschland wurden bis vor kurzem die meisten Talsperren in Bruchsteinmauerwerk ausgeführt. Als Mörtel wurde nach dem Vorbilde von Intze häufig ein Kalktraßmörtel gewählt.

Bei den Talsperren bei Mauer und Marklissa in Schlesien hat Bachmann einen Zement-Traß-Kalkmörtel verwendet, andere Talsperren sind nur in Zementmörtel gemauert.

Probst-Karlsruhe führt in einem Aufsatz über „Beobachtungen an Beton- und Eisenbetonbauten („Der Bauingenieur" 1924, Heft 24) hierzu u. a. folgendes aus: „Ich glaube nicht, daß man sich heute mit Traßkalkmörtel allein begnügen wird, wie er bei einigen unserer früher errichteten Talsperren angewendet wurde. Verwendet man aber Zementmörtel oder Traßzementmörtel, so darf man nicht übersehen, daß ein weiterer Zusatz von Kalk die schon durch Traß verursachte Verzögerung in der Erhärtung noch verstärken wird. Die Widerstandsfähigkeit gegen Frost wird bei der Verwendung von Traß sowohl als auch von Kalk sicherlich herabgemindert; dabei ist zu beachten, daß auch die Anfangsfestigkeit verringert wird. In der heißen Zeit könnte man die von manchen Fachleuten empfohlenen Zusätze von Traß und Kalk in geringen Mengen billigen, wenn nicht andere Gründe dagegen sprechen würden. Sind aber in der ersten Zeit der Erhärtung niedrigere Temperaturen oder gar Frost zu erwarten, so muß insbesondere bei Anwendung von Traß von einem Kalkzusatz dringend abgeraten werden, weil sonst die Erhärtung in unzulässiger Weise verzögert wird."

Trotz sorgfältigster Ausführung durch geübte Maurer ist eine Sperrmauer aus Bruchsteinmauerwerk wasserdurchlässig. Es wird daher auf der Wasserseite der Mauer ein Dichtungsputz aufgebracht, der meist durch ein besonderes Verblendmauerwerk gegen Zerstörung gesichert wird. Das trotzdem in die Mauer eindringende Wasser wird bei neueren Ausführungen durch ausgedehnte Drainagen an der Wasserseite der Mauer aufgefangen und abgeleitet. Im allgemeinen hat sich der Dichtungsputz mit der davorliegenden Schutzschicht und einer dahinterliegenden Drainage bewährt, es darf aber nicht verkannt werden, daß manche Mängel mit einer derartigen Ausführung verbunden sind. Zwischen Verblendmauerwerk und Putzschicht kann eindringendes Wasser ein Ablösen des Verblendmauerwerks von der eigentlichen Mauer zur Folge haben, Beschädigungen der Putzschicht sind nicht ausgeschlossen, die Drainageleitungen können Veranlassung geben, daß größere Wassermengen bei einer Beschädigung der Putzschicht den Weg durch die Mauer finden usw. Auch fällt es heute schwer, gut ausgebildete Maurer in größerer Zahl für den Bau einer Talsperre aus Bruchsteinmauerwerk zusammen zu bekommen. Der Fortschritt der Bauarbeiten ist durch die Leistung des Maurers, der einen bestimmten Arbeitsraum zur Verfügung haben muß, beschränkt. Ein Arbeiten in mehreren Schichten unter Ausnutzung der Nachtzeit ist wegen der Schwierigkeit der Beleuchtung und Kontrolle schwer durchführbar. Aus allen diesen Gründen sind daher seit längeren Jahren in Amerika und seit kurzem auch in Europa zahlreiche Staumauern in Beton, insbesondere in Gußbeton hergestellt worden. Abgesehen davon, daß bei Wahl des Gußbetons die schwierige Beschaffung der großen Zahl gelernter Maurer fortfällt, kann durch entsprechende Installation die Bauausführung beschleunigt werden und ohne besondere Schwierigkeiten nachts durchgearbeitet werden. Der Gußbeton kann durch zweckmäßige Zusammensetzung so weit dicht hergestellt werden, daß eine besondere Dichtung auf der Wasserseite mit ihren hohen Kosten fortfallen darf. Auch kann das im Steinbruch gewonnene Material fast völlig verarbeitet werden, während bei einer Ausführung in Bruchsteinmauerwerk nur ausgesuchte Steine bestimmter Größe verbaut werden können und daher ein sehr großer Teil des im Steinbruch gewonnenen Materials auf die Halde wandern muß. Bei Ausführung in Beton wird man unter Umständen beim Vorhandensein von Kies- und Sandlagern in der Nähe der Baustelle durch deren Verwendung erhebliche Ersparnisse machen können.

Als Nachteil der Bauweise in Beton gegenüber einem Bruchsteinmauerwerk sind neben dem geringeren Eigengewicht des Betons und der dadurch bedingten größeren Mauermasse die meist erheblich höheren Installationskosten der Baustelleneinrichtung, der größere Verbrauch an Zement und anderen Bindemitteln und die bei dem Abbindeprozeß entstehende hohe Temperatur anzuführen. Während bei dem Bruchsteinmauerwerk nur mit einer verhältnismäßig geringen Temperaturerhöhung während des Abbindevorgangs gerechnet zu werden braucht, steigt die Temperatur bei Ausführung in Beton auf 30 bis 35 ° und mehr. Die dann allmählich eintretende Abkühlung des Mauerwerks bewirkt ein so starkes Schwinden des Betons, daß auf jeden Fall Dehnungsfugen anzuordnen sind, auch wenn die Mauer einen gekrümmten Grundriß erhält. Die Dehnungsfugen werden entweder nach Abkühlung der Mauer geschlossen oder bleiben bestehen, um Bewegungen der Mauer zu ermöglichen, die auch später — wenn auch in geringerem Umfange — eintreten werden.

Bei der Ausführung von Staumauern in Beton dürfte Stampfbeton schon mit Rücksicht auf die zwischen den einzelnen Stampfbetonschichten entstehenden Fugen nicht in Frage kommen. Für den Talsperrenbau wird zweckmäßig plastischer Beton oder Gußbeton gewählt werden. Es wird in der Hauptsache eine Frage der Wirtschaftlichkeit sein, welche Art für einen besonderen Fall zur Ausführung kommen soll. Der plastische Beton weist infolge seines geringeren Wassergehalts bei gleicher Zusammensetzung eine größere Festigkeit und Dichtigkeit auf. Die Nachteile eines größeren Bedarfs an Bindestoffen können aber bei dem Gußbeton durch leichteres Verarbeiten wieder aufgewogen werden. Auf jeden Fall ist von der größten Bedeutung die zweckmäßige Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe des Betons. Die Zuschlagstoffe müssen wenigstens aus drei bis vier Bestandteilen zusammengesetzt werden. Durch eingehende Untersuchungen vor Beginn der Bauarbeiten muß die Auswahl unter den in Frage kommenden Baustoffen getroffen werden. Das vorhandene Steinmaterial ist in Brechern zu Schotter zu verarbeiten, wobei im allgemeinen als größter Korndurchmesser etwa 70 bis 80 mm gewählt wird. Der dabei entstehende Schotter und Quetschsand wird die richtige Zusammensetzung natürlich noch nicht aufweisen. Es wird zu untersuchen sein, ob die fehlenden Korngrößen durch weiteres Brechen und Mahlen zu gewinnen sind oder zweckmäßig aus in wirtschaftlicher Nähe befindlichen Kies- und Sandgruben entnommen werden. Bei dem Brechen und Mahlen des Steinmaterials entsteht auch feines Steinmehl. Ein Zusetzen der letzteren in begrenztem Umfange kann die Dichtigkeit und auch die Festigkeit des Betons erhöhen, ein größerer Anteil des Steinmehls kann die Festigkeit außerordentlich stark herabsetzen. Um einen gießfähigen Beton zu erhalten, darf der Anteil des Sandes am Beton nicht zu klein sein. Anderseits steigt mit zunehmendem Sandzusatz der Bedarf an Wasser, der erforderlich ist, um eine Gießfähigkeit des Betons zu erreichen. Je höher aber der Wassergehalt des Betons im Verhältnis zum Zementgehalt wird, um so geringer wird die Festigkeit des Betons. Man wird also durch Versuche feststellen müssen, wie man einen noch gerade gießfähigen Beton mit geringstem Sand- und Wasserzusatz mit den vorhandenen Baustoffen erreichen kann. Nach den Untersuchungen von Probst, Karlsruhe, nehmen auch die Schwindmaße des Gußbetons mit wachsendem Wasserzusatz unter anfänglicher Hinauszögerung des Schwindvorganges zu, und der Sandgehalt ist ebenso wie der Zementgehalt von größtem Einfluß, da sandreichere Mischungen stärkeres Schwinden verursachen als sandärmere. Im allgemeinen wird es sich empfehlen, die Neigung der Gießrinnen des Gußbetons nicht zu schwach anzuordnen, damit ein geringerer Wasserzusatz des Betons gewählt werden kann. So hat man bei der Wäggi-Talsperre[3]) die Neigung der Gießrinnen im zweiten Baujahr von 22 ° auf 30 ° erhöht. Die zweckmäßige Neigung der Gießrinnen wird ebenfalls durch Versuche vor der Bauausführung festzustellen sein, da sie bei Verwendung von Rundkies und Grubensand wohl anders gewählt werden kann als bei Quetschsand und gebrochenem Steinschotter.

Das Mischungsverhältnis des Betons wird in den unteren stärker beanspruchten Mauerteilen naturgemäß ein anderes sein als in den schwächer beanspruchten oberen Teilen. Da eine möglichst vollkommene Dichtigkeit des Betons in allen Teilen erwünscht ist, wird man den in den unteren Teilen zur Erzielung der erforderlichen hohen Festigkeit notwendigen hohen Zementgehalt beispielsweise nach oben hin ersetzen dürfen durch einen größeren Anteil an Steinmehl. Die genau festzulegende Menge an Steinmehl wird zweckmäßig fabrikmäßig dem Zement zugesetzt, während es aus dem Sand durch Sieben oder Waschen entfernt wird. In welchem Umfange Traß und Kalk zuzusetzen sind, müssen ebenfalls die Untersuchungen von Fall zu Fall ergeben.

Beim Gußbeton ist der erforderliche Wasserzusatz größer, als er für den Abbindevorgang erforderlich ist. Die überschießende Wassermenge wird verdunsten und hinterläßt Poren im Mauerwerk zurück. Infolge des großen Wassergehalts des Gußbetons kann der Frost tiefer in das Mauerwerk eindringen. Auch aus diesen Gründen ist es erwünscht, den Wassergehalt möglichst herabzusetzen. Um ein Eindringen des Frostes in das Mauerwerk zu erschweren, ist eine Verkleidung der Staumauern erwünscht. Sie kann einmal durch eine fettere Mischung des Betons an den beiden Außenflächen erreicht werden. Besser ist aber eine Verkleidung aus Mauerwerk von Natursteinen oder auch von Kunststeinen. Die Verkleidung schützt den

[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 26, S. 348.

dahinterliegenden Betonkörper einmal vor einer starken Sonnenbestrahlung und verhindert vor allem ein zu rasches Abkühlen des Betons. Bei dem Bau der Wäggitalsperre ist der Gußbeton ohne Verblendmauerwerk ausgeführt. Der strenge Frost im Winter 1923/24 hat gezeigt, daß die Mauer nicht genügend widerstandsfähig gegen das Eindringen von Frost ist, so daß eine nachträgliche Verblendung — wenigstens auf der Wasserseite im oberen Teil — beabsichtigt ist. Bei der Barberine-Staumauer hat man für die Verblendung eine fettere Betonmischung gewählt und die Schalung den Winter über stehen lassen. Mißstände haben sich hier anscheinend nicht eingestellt.

Eine umstrittene Frage ist der Einbau von großen Einlagesteinen in den Gußbeton. In Amerika sind häufig große Blöcke eingebaut worden, ferner in der Schweiz bei der Barberine-Staumauer und in Baden bei der Schwarzenbachsperre. [4]) Bei der Barberine-Staumauer machen die großen Blöcke etwa 10 % der Mauermasse aus, bei der Schwarzenbachsperre etwa 20 %, in Amerika soll bei manchen Mauern der Anteil der Steine bis 30 % und höher gegangen sein. Je größer die Blöcke sind, die eingebaut werden können, um so größer kann auch ihr Anteil an der Gesamtmauermasse gemacht werden, anderseits erfordert der Einbau der großen Steine besondere Förderanlagen, deren Kosten mit zunehmender Größe der Steine stark wachsen, so daß die wirtschaftlichen Vorteile der Ersparnis von Bindemitteln durch die hohen Kosten der Installation aufgewogen werden können. Es wird nur durch eingehende Vergleichsrechnungen von Fall zu Fall entschieden werden können, ob der Einbau großer Steine wirtschaftlich vorteilhaft ist oder nicht. Wenn aber nach den wirtschaftlichen Untersuchungen der Einbau von Steinen in Frage kommt und auch geeignetes Steinmaterial zur Verfügung steht, dann kann der Einbau nur dringend empfohlen werden. Abgesehen davon, daß das Raumgewicht der Mauer dadurch erhöht wird und daß erhebliche Mengen an Zement und anderen Bindestoffen gespart werden können, geben die Einlagesteine einen sehr guten Verband in den Arbeitsfugen und dienen daher zur Aufnahme und Übertragung wagerechter Kräfte. Auch wird die Temperaturerhöhung der Mauer durch den Abbindevorgang und damit das Zusammenziehen der Mauer bei der späteren Abkühlung verringert.

Das französische Gutachten empfiehlt, in den Beton möglichst große Steine zu nehmen, um die Menge des Bindemittels zu verringern und die Dichte des Betons zu vermehren.

Das französische Gutachten stellt ferner betreffend die Bauausführung der Staumauern nachstehenden Leitsatz auf: „Beim Bau hoher Staumauern muß der Art und Weise der Ausführung selbst die größte Bedeutung beigemessen werden. Was den Beton betrifft, so sind jene Lösungen als wirtschaftlich zu empfehlen, die durch rationelle Bestimmung der Zusammensetzung, durch Blockeinlagerungen, sofern ihre vollkommene Umhüllung gewährleistet ist, durch Verwendung von Mischzement, dessen Zulässigkeit durch Versuche erwiesen sein muß, und durch peinliche Einhaltung der vorgesehenen Mischverhältnisse von Zement und Wasser ermittelt werden können. Die Ausführungsbestimmungen für Aufbereitung, Transport und Verarbeitung des Betons sollen mit bestmöglicher Eindeutigkeit und derart abgefaßt sein, daß der Talsperrenerbauer in voller Erkenntnis der von ihm übernommenen Verpflichtungen zu deren strengster Einhaltung herangezogen werden kann und eine wirksame Beaufsichtigung durch die zuständigen Organe des Bauherrn gewahrt bleibt."

Aus den vorstehenden Ausführungen ist zu ersehen, daß — so einfach auch das Problem des Talsperrenbaues auf den ersten Blick erscheint — bei der genauen Durcharbeitung sich außerordentliche Schwierigkeiten einstellen, die nur durch ein eingehendes Studium der vorliegenden Verhältnisse und durch umfangreiche Vorarbeiten bewältigt werden können. Bei den großen Mauermassen, um die es sich meist bei großen Talsperrenanlagen handelt, hat die Entscheidung über die Auswahl der Baustoffe schwerwiegende wirtschaftliche Folgen. Die vollständige Sicherheit des Bauwerks gegenüber allen äußeren Einwirkungen muß bei den Entscheidungen der leitenden Ingenieure immer ausschlaggebend bleiben.

[4]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 11, S. 123.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. Juli erschienene Heft 13 (1 R.-M). enthält u. a. folgende Beiträge: Beratender Ingenieur Paul P.-Santo Rini: Die Pilzdecke des Gärungsgebäudes „Kronos" in Eleusis. — Stadtbaurat Dr.-Ing. ehr. Kutschke: Die Speicheranlagen im neuen Handels- und Industriehafen zu Königsberg i. Pr. — Professor Ing. Josef Rieger: Beitrag zur Berechnung der Rahmenkonstruktionen. — Regierungsbaumeister Robert Jacki: Zur Frage: Nomographie in der Eisenbetonrechnung. — Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Zur Frage der Ausführung und Berechnung von Eisenbetonschornsteinen. — Dr. Dr. techn. e. h. F. v. Emperger: Die Baukontrolle des Betons. — Victor Brausewetter: Erinnerungen an die Entstehung und Entwicklung der Beton- und Eisenbetonbauweise in der Zeit von 1867 bis 1925. — Dr.-Ing. H. Craemer: Kritik der Berechnung von Kreisplatten-Fundamenten.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. Juli ausgegebene Heft 13 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Architekten P. und K. Bonatz: Moderne Architektur. — Wettbewerb für einen Siedlungsplan des Geländes der Gemeinde Klein-Machnow und des Gutsbezirks Düppel. — Geh. Reg.-Rat F. W. Fischer: Heimstättengebiete. — Dr.-Ing. Hahn: Der Wohnungsbau im Jahre 1925.

Das dritte Hafenbecken des Berliner Westhafens vor der Vollendung. Die Arbeiten an dem dritten Hafenbecken des Berliner Westhafens sind nach einer Mitteilung des „Tag" so weit fortgeschritten, daß mit Eröffnung der gesamten Neuanlage im Laufe dieses Monats zu rechnen ist. In gleicher Weise sind die Bauarbeiten auf den Ladestraßen an den benachbarten beiden Kanälen vorwärtsgekommen.

Die Kaimauern des Beckens sind vollständig fertig, ebenso ist das Mauerwerk an der Verbreiterung des Landwehrkanals so gut wie vollendet. Das Becken selbst wird durch Bagger und Krane auf die gleichmäßige Tiefe von 2,50 bis 3 m gebracht. Es ist bereits vollkommen mit Wasser angefüllt und mit dem übrigen Becken des Hafens verbunden, so daß Schiffe schon jetzt einfahren können. Das neue dritte Hafenbecken hat, wie die beiden bereits fertigen, eine Breite von 55 m, bei einer Länge von etwa 300 m, die später auf 480 m vergrößert werden soll. Die Arbeiten konnten angesichts des milden Winters glatt durchgeführt werden und sind in rd. zwölf Monaten auf den jetzigen Stand gebracht worden. Hierbei waren rd. 360 000 m³ Erdmassen zu bewältigen.

Zurzeit schweben Verhandlungen zwischen der Generaldirektion der Berliner Häfen und der Stadt Berlin über den Ausbau der Umgebung des dritten Hafenbeckens, also über die Anlage von Gleisen, Straßen, Licht-, Kraft- und Wasserleitungen, Gaszuführungen, Anlage von Hebezeugen und sonstigen Einrichtungen, die dem Verkehr zu dienen haben.

Von der Bauausstellung Essen 1925.[1]) Einer Mitteilung von Prof. Heese, Essen, entnehmen wir folgendes: Die für die Zwecke der Sportausstellung neuerrichtete einschiffige Bohlenbinderhalle wird die Ausstellungsgruppe I „Baustoffe für den Auf- und Ausbau", Gruppe III „Neubaukonstruktionen unter Berücksichtigung der Gesundheitstechnik und Wärmewirtschaft des Hauses" und einen Teil der Gruppe II „Baumaschinen, Baugeräte und Bauhilfsmittel" aufnehmen. Der andere Teil dieser Gruppe wird auf dem Freigelände zwischen Norbert-, Justus- und Wolfgangstraße in gärtnerischen Anlagen zur Schau gestellt werden.

Für die Gruppe IV Ausstellung „Deutsches Bauwesen", veranstaltet von den Vereinen des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine, und Gruppe V „Industriebau" ist eine dreischiffige Holzhalle mit Zollbaulamellendach im Bau begriffen. Das nach Art der Basilikalanlagen mit hohem Seiten- und Oberlicht versehene Mittelschiff erhält eine Länge von 80 m und eine freie Spannweite von 24 m. Die Seitenschiffe werden je 50 m breit. Außerdem werden eine Reihe künstlerisch ausgebildeter, pavillonartiger Aufbauten einzelner Firmen für deren Sonderausstellung errichtet. Hierzu gehören die Wickingschen Portlandzement- und Wasserwerke, Münster i. Westf., die Deutschen Durumfixwerke, Essen, die Deutschen Luxfer-Prismen-Werke, Berlin-Weißensee, die Deutsche Deckenbau-Akt.-Ges., Essen, Franz Roller, Türen und Fenster, Trier.

Die Ausstellung „Deutsches Bauwesen" soll durch Modell, Bild und Zeichnung einen Überblick über die neuzeitlichen Bauausführungen und durch umfangreiche Schulausstellungen ein anschaulicheres Bild von der Erziehung des Nachwuchses im Baufach liefern.

Von Vorträgen kommen voraussichtlich die folgenden in Frage: Fried, Oberbaudirektor, Barmen, Müllverbrennung; Dr. Veut, R. W. E., Essen, Installation, Elektr. Heizung, Elektr. Küche; Michaelis, Oberbaurat, Berlin, Wärmewirtschaft im Wohnungsbau; Prof. Michel, Techn. Hochschule Hannover, Raumakustik; Dr. Hein, Düsseldorf, Dreistoffsystem; Prof. Otto Junkers, Köln, Geschichtl. Entwicklung des Badewesens; Reg.-Baumeister Wahl, Essen, Richtlinien im Industriebau; Reg.-Baumeister Philipp, Essen, Unfallverhütung; Oberbaurat Mahlke, Berlin, Hausschwamm; Marges, Kupferdreh, Moderne Putztechnik; Dr. Meyer, Duisburg, Thermosbau.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 14, S. 192.

Die preisgekrönten Wettbewerb-Entwürfe für die dritte Neckarbrücke in Mannheim. Das Preisgericht für den Wettbewerb der dritten Neckarbrücke in Mannheim[1]) hat am 20. Juni d. J. seinen Spruch gefällt.

Von den eingelieferten 37 Entwürfen wurde zuerkannt:

ein erster Preis in Höhe von 8000 R.-M. dem Entwurf mit dem Kennwort „Flachbrücke"; Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. Werke Gustavsburg in Gustavsburg bei Mainz, Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim (Architekt Adolf Abel, Stuttgart);

ein zweiter Preis in Höhe von 5000 R.-M. dem Entwurf mit dem Kennwort „Baustahl 48"; Verfasser: Dipl.-Ing. Lorentz, Mannheim (Architekten Alfred Müller und Ludwig Rösinger, Mannheim);

ein zweiter Preis in Höhe von 5000 R.-M. dem Entwurf mit dem Kennwort „Freier Uferblick"; Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. Werke Gustavsburg in Gustavsburg bei Mainz, Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim (Architekt B. D. A. Karl Wiener, Mannheim);

ein dritter Preis in Höhe von 3500 R.-M. dem Entwurf mit dem Kennwort „Zwanzigstes Jahrhundert"; Verfasser: Dr.-Ing. Paul Boros, Berlin (Architekten Hugo Herfort und Ing. Hugo Wendt, Berlin).

Ferner wurden der Stadt Mannheim zum Ankauf empfohlen gegen eine Vergütung von je 1500 R.-M.:

der Entwurf mit dem Kennwort „Bonito"; Verfasser: Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- u. Hütten-A.-G., Dortmunder Union in Dortmund, Ed. Züblin & Cie. A.-G., Stuttgart (Architekten Dipl.-Ing. Seytter und Schuhmacher, Stuttgart);

der Entwurf mit dem Kennwort „Geist der Gotik"; Verfasser: Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, in Gemeinschaft mit Dr.-Ing. Max Schmechel, Architekt D. W. B., Mannheim, nach einer unter Patentschutz stehenden Konstruktion des Oberingenieurs Kröger der Firma Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim;

der Entwurf mit dem Kennwort „Straffer Bogen, flacher Stich"; Verfasser: Josef Hoffmann & Söhne A.-G., Mannheim, in Verbindung mit Prof. Billing, Karlsruhe.

Der Entwurf „Flachbrücke" hat als Haupttragwerk zwei Hauptträger aus Baustahl 48, die zwischen Fahrbahn und Gehweg liegen und deren Obergurt über den Gehweg um 1 m hervorragt. Der durch Zwischengelenke statisch bestimmt gemachte kontinuierliche Vollwandträger über drei Öffnungen zeigt einen Kastenquerschnitt mit geschlossenem Obergurt.

Der Entwurf „Baustahl 48" stimmt nahezu überein mit dem unter Leitung des verstorbenen Vorstandes des Städt. Tiefbauamtes Mannheim, Oberbaurat Stauffert, bereits vor dem Kriege gefertigten Brückenentwurf und hat die beiden Hauptträger außerhalb der Fahrbahn liegen. Jeder Hauptträger besteht aus einem Blechträger, der in der Mittelöffnung durch einen leichten, über die Fahrbahn sich erhebenden Druckbogen unterstützt wird.

Der Entwurf „Freier Uferblick" ist ebenfalls ein Eisenbauwerk und hat die Hauptträger zwischen Gehweg und Fahrbahn. Jeder Hauptträger besteht in der Seitenöffnung aus einem unter der Fahrbahn liegenden Blechträger. In der Mittelöffnung erhebt sich der Blechträger als Bogen mit aufgehobenem Schub über die Fahrbahn.

Der Entwurf „Zwanzigstes Jahrhundert" ist ein Eisenbetonbauwerk mit steifer Bewehrung (Bauweise Melan). Die drei Öffnungen werden durch unterhalb der Fahrbahn liegende Dreigelenkbogen überspannt.

Bei dem Entwurf „Bonito" handelt es sich um ein Eisenbauwerk, das als Hauptträger eine Reihe von unter der Fahrbahn liegenden Blechträgern aufweist.

Der Entwurf „Geist der Gotik" ist ein eigenartiges Eisenbetonbauwerk, dessen Hauptträger ebenfalls unter der Fahrbahn liegen. Bei allen drei Öffnungen werden Dreigelenkbogen mit äußerst flachem Stich in Eisenbeton zwischen den beiden Uferpfeilern, die nach beiden Seiten auskragen, angeordnet.

Der Entwurf „Straffer Bogen, flacher Stich" hat zum Gegenstande ein Eisenbetonbauwerk mit Dreigelenkbogen, die vollkommen unter der Fahrbahn liegen. Die Gesamtsichtfläche besitzt Natursteinverkleidung.

Faßt man das Ergebnis des Wettbewerbes kurz zusammen, so ist festzustellen, daß der Massivbau in eifrigen Wettbewerb getreten ist mit dem reinen Eisenbau, obwohl die Voraussetzungen für die Anordnung von Gewölben nicht günstig waren. Von den sieben durch Preis oder Ankauf ausgezeichneten Entwürfen stellen vier reine Eisenbauwerke dar, während drei Massivbauwerke behandeln.

Im Hinblick auf die immerhin unsicheren Untergrundverhältnisse glaubte das Preisgericht, der Stadt nur einen solchen Entwurf zur Ausführung empfehlen zu sollen, der den Untergrund nur lotrecht belastet. Es kam einstimmig zu dem Ergebnis, den mit dem ersten Preise ausgezeichneten Entwurf „Flachbrücke" der Stadt für den Bau zu empfehlen, und wie ich höre, hat der Stadtrat neuerdings einen diesem Vorschlag entsprechenden Entschluß gefaßt.

Über die Einzelheiten der Entwürfe wird nächstens ausführlicher berichtet werden. Gaber.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 22, S. 293.

Zur 200-Jahr-Feier der Lauchhammerwerke. Am 17. Juli 1725 erhielt Freifrau v. Löwendahl von König August dem Starken von Sachsen die landesherrliche Genehmigung zur Inbetriebnahme eines Hochofens mit Eisenhammer auf Rittergut Mückenberg a. d. Elster. Am 25. August 1725 gab der Hochofen bereits das erste flüssige Eisen, und zwar wurde in der ersten Schmelzperiode von 20 Wochen täglich 1 Tonne Roheisen erzeugt. Das Roheisen wurde teils zu Gußzwecken verwendet, teils in vier Frisch- und Stabhütten durch „Frischen" und Recken in schmiedbares Eisen umgewandelt; die zum Recken benutzten Hämmer wurden durch die Wasserkraft des Lauchteiches betrieben.

Das ist, wie wir einer Mitteilung von Geheimrat Prof. Buhle in der Wissenschaftlichen Beilage des „Dresdner Anz." vom 12. und 19. Mai d. Js. entnehmen, der Ursprung der Lauchhammerwerke, die somit in diesen Tagen die Feier ihres 200jährigen Bestehens begehen können. 1776 ging das Werk erblich in den Besitz des Grafen Karl v. Einsiedel über, der es stark erweiterte und seine Betriebseinrichtungen wesentlich verbesserte. 1779 gründete er in Gröditz ein Tochterwerk mit Frischhütte und Stabhammer, 1790 kaufte er das alte Eisenwerk Burghammer an der Spree.

1804 übernahm sein Sohn, Graf Detlev v. Einsiedel, die Leitung des Werkes. Er führte 1805 den Kupolofenbetrieb ein; 1849 erwarb er das Eisenwerk Riesa a. d. Elbe, das später das Hauptwerk der A.-G. Lauchhammer wurde. Nach dem Tode des Grafen Detlev (1861) wurden die Werke zunächst als Familiengesellschaft und von 1872 ab als Aktiengesellschaft weitergeführt. Gegen Ende des 19. Jahrhunderts entdeckte man das Vorkommen von Braunkohle auf dem Grundbesitz Lauchhammers. Die erste Grube wurde 1886 eröffnet. 1901 entstand eine Brikettfabrik, 1911 eine Überlandzentrale (die erste in Europa mit einer Stromspannung von 110 000 V), die die Werke Riesa und Gröditz sowie mehr als tausend Orte Sachsens mit Strom versorgte. Während des Krieges 1914 bis 1918 wurde noch das Stahlwerk Torgau a. d. Elbe angekauft, und da auch die Eisenbauwerkstatt Berlin-Wittenau zu einem neuzeitlichen Betriebe ausgebaut war, so verfügte die Gesellschaft 1922 über sechs Werke mit 12000 Arbeitern und Angestellten.

Am 12./13. Juli 1923 genehmigte die Generalversammlung der Aktionäre die Vereinigung der Lauchhammerwerke mit den Linke-Hofmann-Werken, Breslau, wodurch die alte A.-G. Lauchhammer Mitglied einer der bedeutendsten Unternehmergruppen wurde.

Das Riesaer Werk, als Hauptwerk von Lauchhammer, umfaßt heute ein Stahlwerk mit sieben basischen Martinöfen von über 400 t Gesamtfassung und mit einer Halle von 8000 m² Grundfläche, worin monatlich 25 000 t Flußeisen erzeugt werden, ferner ein Stabeisenwalzwerk mit einer Halle von 17 300 m² Grundfläche und mit einer monatlichen Erzeugung bis zu 15 000 t, ein Blechwalzwerk mit einer Halle von 8000 m² Grundfläche und 8000 t monatlicher Erzeugung, endlich ein Rohrwalzwerk zur Herstellung von monatlich 4500 t nahtloser Gas- und Siederohre, in einer Halle von 22 000 m² Grundfläche.

Die Eisenbauabteilung umfaßt den „Brückenbau" zur Herstellung von Eisenkonstruktionen, den „Schiffbau" zur Herstellung von Flußschiffen und kleineren Seeschiffen, sowie den „Behälterbau" zur Herstellung von Eisenbahntransportbehältern für Flüssigkeiten und von ortsfesten Behältern aller Art, von schweren Rohrleitungen, eisernen Schornsteinen, Gasbehältern, Hochbehältern u. dergl.

Der Generaldirektor Josef Hallbauer, der von 1883 bis 1913 die Lauchhammer-Werke leitete, führte das Siemens-Martin-Verfahren im Stahlwerk Riesa ein, auch regte er den Bau der ersten Chargiermaschine und des ersten Lasthebemagneten in Riesa an. 1912 übernahm Direktor Dr.-Ing. ehr. Friedrich Möller die kaufmännische Leitung, 1913 Generaldirektor Adolf Wiecke die Gesamtleitung und technische Oberleitung des großartigen Unternehmens. Beide wurden nach der „Fusion" 1923 in den gemeinsamen Vorstand der „LHL" gewählt.

Den Lauchhammerwerken rufen wir an der Schwelle des dritten Jahrhunderts ihres Bestehens ein herzliches „Glückauf" zu. L.

Die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau hält am 20. und 21. Juli d. J. ihre erste Mitgliederversammlung, verbunden mit einer öffentlichen Tagung, in München, Bayerischer Hof, Promenadenplatz, ab. Beginn 9 Uhr vorm. Für die öffentliche Tagung sind zunächst folgende Vorträge vorgesehen: Geh. Rat Otzen: „Die Arbeit der Studiengesellschaft"; Min.-Rat Moll: „Gesetzgebung und Finanzierung für Wege des Kraftwagenverkehrs"; Geh. Rat Brix: „Ausführungen und Erfahrungen auf dem Gebiete des Automobilstraßenbaues"; Prof. Blum: „Automobilverkehr und seine Beziehungen zum Eisenbahn- und Wasserstraßenverkehr".

Ingenieure in der Wiener Akademie der Wissenschaften. In der „Akademie der Wissenschaften in Wien" waren Ingenieure bisher nicht vertreten. Eine kürzlich durchgeführte Statutenänderung trägt

endlich, nach den V. d. I.-Nachr., einem langjährigen Wunsche der österreichischen Ingenieure nach einer Vertretung der technischen Wissenschaften in der Akademie insofern Rechnung, daß vorerst wenigstens drei Sitze den Ingenieuren zugestanden wurden. In der Sitzung vom 27. Mai 1925 wurden zu wirklichen Mitgliedern gewählt: Prof. Dr. Forchheimer (Wasserbau), Prof. Dr. techn. Hartmann (Brückenbau) und Prof. Dr. P. Ludwik (Technologie).

Die Zugspitzbahn. (Nachtrag zu dem Aufsatze in der „Bautechnik" 1925, Heft 18, S. 241.) Nachdem der Bau der seilbahntechnischen Arbeiten der inzwischen finanzierten Zugspitzbahn der Firma Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis, übertragen wurde, haben sich verschiedene Angaben des genannten Aufsatzes geändert. Sie sollen nachstehend ergänzt und richtiggestellt werden.

Hinsichtlich der von Ingenieur F. Kleiner, dem Inhaber der Bauunternehmung Kleiner in Innsbruck, ermittelten Trasse ist zu erwähnen, daß die wagerechte Länge der Bahn 2975 m und ihre Länge in der Neigung 3380 m beträgt. Der Höhenunterschied zwischen der Berg- (2805 m) und der Talstation (1224 m) beträgt 1581 m. Im ganzen sind sechs Stützen angeordnet, zwischen denen eine größte Seilspannweite von 1100 m vorkommt. Die größte Stützenhöhe beträgt 31 m, die kleinste 9 m. Der höchste Abstand des Personenwagens über dem unten liegenden Gelände beträgt in der Nähe der Wiener Neustädter Hütte 120 m. Weiter sei noch eine Angabe gemacht über die Fahrgeschwindigkeit, die 3,5 m/Sek. beträgt, und über die Dauer einer Fahrt, die nunmehr auf 16 Min. festgesetzt wird.

Betriebsart und Bau entsprechen dem System Bleichert-Zuegg, das erstmalig bei der Personenschwebebahn Meran—Hafling mit einer freien Spannweite von 1500 m ausgeführt wurde. Bei diesem System, das auch für die bereits vor dem Kriege erbaute Seilbahn Lana—Vigiljoch nunmehr infolge der günstigen Ergebnisse zur Anwendung gelangt, ist für jeden der beiden Personenwagen ein Tragseil vorhanden, das in einer einzigen Länge, ohne jede Zwischenkupplung hergestellt wird, damit jegliche Stoßwirkung auf die Seile vermieden wird. Auf den Stützen liegen die Tragseile auf großen langgestreckten Schuhen. Die besondere Bauart dieser Schuhe verhindert die rasche Abnutzung der Seile. Beide Wagen sind ferner durch die Zugseile sowohl über die Bergstation hinweg als auch durch die Talstation miteinander verbunden. Neben dem Zugseile liegt ein Hilfsseil, das auf Rollen mit Kugellagerung und Rillen aus Sonderbaustoffen läuft. Im Notfalle kann dieses Hilfsseil auch als Zugseil arbeiten.

Der Antrieb liegt bei der Zugspitzbahn ausnahmsweise in der Talstation, da die klimatischen Verhältnisse auf dem Gipfel und der geringe verfügbare Raum dort dazu zwingen. Die beiden Antriebseilscheiben, über die das Zugseil läuft, sind durch Ausgleichgetriebe, Patent Ohnesorge, miteinander gekuppelt, wodurch Schnürspannungen im Seile vermieden werden. Fernerhin ist es möglich, mit nur einer einzigen Spannvorrichtung auszukommen.

Der Durchmesser der Tragseile beträgt endgültig 48 mm. Ein Tragseil, das in einem Stück von 3500 m Länge geliefert wird, wiegt ohne Haspel 35 000 kg und zusammen mit diesem 40 000 kg. Der Durchmesser des Zugseiles beträgt 28 mm. Auch dieses Seil wird in einem Stück hergestellt. Das Gegenseil hat einen Durchmesser von 25 mm, das Hilfsseil von 19 mm.

Der Antrieb geschieht durch einen Gleichstrommotor, der seine Energie vom Elektrizitätswerk Reutte erhält. Durch eine besondere Schaltung kann jede Fahrgeschwindigkeit eingehalten werden. Die Energieabgabe beträgt im ungünstigsten Falle 100 PS, d. h. wenn ein vollbesetzter Wagen bergwärts und ein unbesetzter zu Tale fährt, Im entgegengesetzten Falle gibt das Zugseil bis zu 50 PS Überschuß ab, die zum Aufladen einer Batterie verwandt werden oder auch in das Netz zurückgefördert werden können. Bleibt der Strom vom Elektrizitätswerk aus, dann springt eine Akkumulatorenbatterie ohne Unterbrechung der Fahrt selbsttätig ein. Außerdem ist als Reserve noch ein 100-PS-Rohölmotor vorhanden, der das Antriebvorgelege unmittelbar durch Riemen antreiben kann.

Außer diesen vielfachen Schaltungsmöglichkeiten, die eine Betriebsunterbrechung fast ausgeschlossen erscheinen lassen, sind weitere Sicherheitseinrichtungen getroffen. Wie bereits erwähnt, klemmt sich bei Zugseilbruch der Wagen mit Sicherheit am Tragseil fest. Außerdem steht der Wagenführer dauernd mit dem Führer des Gegenwagens und mit den Stationen in Sprechverbindung. Der Wagenführer hat außerdem noch die Möglichkeit, durch Betätigung eines Druckknopfes vom fahrenden Wagen aus den Antriebmotor stromlos zu machen und die Bahn stillzusetzen.

Die Fahrgeschwindigkeit von normal 3,5 m/Sek. wird vom Maschinisten im Führerstande der Talstation geregelt, der jede beliebige Geschwindigkeit einstellen kann.

Sobald die Wagen, die vollbesetzt 2800 kg wiegen, in die Nähe der Stationen gekommen sind, ertönt im Maschinistenstande ein Klingelzeichen, und es tritt ein Relais in Tätigkeit, das den Führer zwingt, die Fahrgeschwindigkeit zu ermäßigen. Steht der Führer nicht ordnungsgemäß am Steuerkontroller oder überhört er das Klingelzeichen, so bleibt der Wagen unmittelbar vor der Einfahrt stehen. Besondere Ausschalter verhindern das Überfahren der Endstellung.

Treten orkanartige Windstöße im Bahngebiet auf, so geben eingebaute Windmesser dem Maschinisten selbsttätig akustische Zeichen und veranlassen ihn gegebenenfalls, die Fahrgeschwindigkeit zu ermäßigen. Die Windmesser können auch so eingestellt werden, daß sie selbsttätig in Gefahrfällen die Bahn stillsetzen können.

Wichtig sind aber nicht nur die Sicherheitseinrichtungen, die bei dem Betriebe die Fahrgäste schützen, sondern auch die rechtzeitige Prüfung bei der Herstellung der einzelnen Teile ist von Bedeutung. Hierzu sind von der Firma Adolf Bleichert & Co. in ihren verschiedenen Werken umfangreiche Vorbereitungen getroffen worden. So wird in der Gohliser Fabrik, Werk I, das voraussichtliche Verhalten der Seile im Betriebe studiert, um die Ergebnisse beim Bau verwerten zu können, während im Werk IV Bremsversuche stattfinden. — Schließlich sei noch erwähnt, daß auf der Verkehrsausstellung in München ein Personenwagen der Zugspitzbahn zu sehen sein wird. F. F.

Der Bau einer Autostraße Aachen—Köln. In der Sitzung des 69. Rheinischen Provinzial-Landtages vom 16. Juni ist eine Angelegenheit zur Verhandlung gekommen, die für die Verkehrsverhältnisse des Aachen-Kölner Bezirks von der größten Bedeutung ist. Nach der „Köln. Volksztg." ist einstimmig beschlossen worden, von Aachen nach Köln eine Autostraße zu bauen, d. h. eine Straße, die ohne Niveaukreuzung lediglich für den Autoverkehr bestimmt ist und nur gegen Zahlung von Gebühren benutzt werden darf. Damit wird bekanntlich in vollkommener Weise den Interessen des Autoverkehrs in bezug auf Schnelligkeit, Ersparnis an Gummi und an Brennstoff sowie in bezug auf Verhütung von Unglücksfällen gedient. Außerdem werden aber durch solche besonderen Straßen auch die vielfach unhaltbaren Zustände beseitigt, die jetzt vor allem innerhalb der Ortschaften durch den Autoverkehr bestehen.

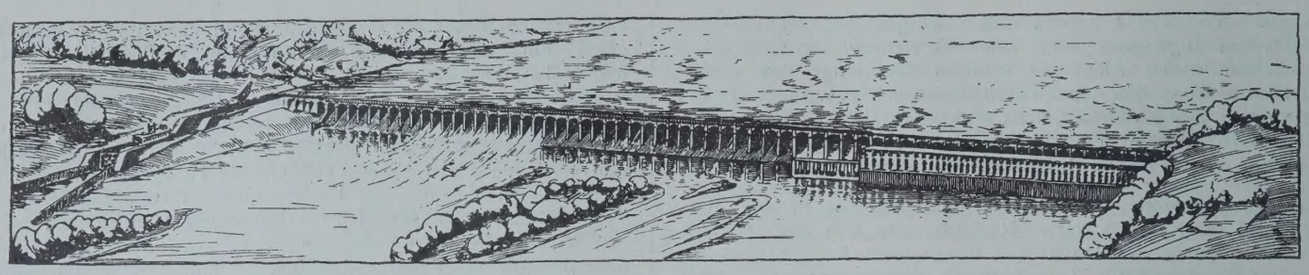
Die Baukosten für 1 km Autostraße einschließlich Grunderwerb, Über- und Unterführungen werden bei 9 m Fahrbahnbreite und zwei je 4,50 m breiten Banketten sowie mit einem Sicherheitsstreifen von 1 m Breite, also zusammen 19 m Kronenbreite 600 000 Mark betragen.

Für die Erbauung einer solchen etwa 65 km langen Straße von Aachen nach Köln liegen noch besondere Gründe vor. Die Verhältnisse im Aachener Wirtschaftsgebiet haben sich so ungünstig entwickelt, daß die Aachener Industrie zum Erliegen zu kommen droht, wenn ihr nicht bald Hilfe zuteil wird. Ein wesentliches Hilfsmittel besteht in der Verbesserung der unhaltbaren Verkehrsverhältnisse. Eine Autostraße würde zunächst dem bedeutenden Stückgutverkehr des Aachen-Dürener Bezirkes zugute kommen und damit vor allem den fertigverarbeitenden Industrien, z. B. der Textil-, Papier-, Nadel- und Glasindustrie, nützen. Wie notwendig eine Transporterleichterung für den Stückgutverkehr ist, geht aus der Tatsache hervor, daß die Bahnverbindung Köln—Aachen dem Verkehr so wenig gewachsen war, daß die Güterbahnhöfe Aachens an 170 von 300 Werktagen im Jahre 1922 gesperrt waren. Ein viergleisiger Ausbau der Eisenbahnstrecke von Köln nach Aachen ist bekanntlich nach den Bestimmungen des Versailler Diktats verboten. Die jetzt vorhandenen Straßen vermögen die durch die Stockungen im Eisenbahnverkehr hervorgerufenen Transporterschwerungen in keiner Weise auszugleichen. Der Ausbau der Autostraße würde neben dem Nutzen für die Industrie auch im Interesse der Arbeiterschaft der in Frage kommenden Bezirke liegen, die heute in einem Maße erwerbslos ist, wie es von keinem anderen Bezirk nur annähernd erreicht wird. Die Erdarbeiten, die mit dem Ausbau der Autostraße verbunden sind, würden einer großen Anzahl von Erwerbslosen Beschäftigung verschaffen. Hiermit ist auch eine bedeutende finanzielle Erleichterung für den Bau der Straße dadurch verbunden, daß die Arbeiten zum Teil als Notstandsarbeiten aus Mitteln der produktiven Erwerbslosenfürsorge ausgeführt werden können. Über die Finanzierung der Autostraße, deren Bau etwa 39 Mill. Mark kosten wird, sind die Verhandlungen noch nicht abgeschlossen.

Es ist daran gedacht, die Straße demnächst weiter von Köln über Düsseldorf bis Duisburg zu führen.

Der Wilson-Damm stellt in seiner Gesamtheit die größte Betonstaumauer der Welt dar, der Name ist jedoch nur die offizielle Bezeichnung einer ganzen Gruppe von Bauwerken für den nicht nur in amerikanischen Fachkreisen viel besprochenen und wegen seiner Ausdehnung in der Tat bemerkenswerten Ausbau der Wasserkräfte des Tennessee-Flusses an den sogen. Muscle-Bänken in Alabama.

Die Baukosten betragen nach „Eng. News-Rec." vom 23. April 1925, dem auch die nebenstehende Abbildung entnommen ist, rd. 50 Mill. $; die aus der verfügbaren Wasserkraft nutzbar gemachte Energie beträgt 612 000 PS.



Die Anlage beginnt auf dem nördlichen Ufer mit einer Schleuse, die den Schiffahrtverkehr auf dem Strom vermittelt, und hat eine Gesamtlänge von rd. 1500 m, von denen etwa 945 m auf den eigentlichen Damm entfallen; im einzelnen betragen die Längenabmessungen rd. 60 m für die nördliche Anschlußmauer, 820 m für die Überlauf- und 70 m für die Grundablaßmauer; das in die Staumauer eingebaute Krafthaus hat eine Länge von 385 m, Schleusen- und Anschlußmauer von 45 m, Schaltanlage von 120 m. Das Ganze bildet eine über die gesamte Breite des Stromes reichende Brücke, deren Bogenkonstruktion über der Schleuse durch eine Klappbrücke fortgesetzt wird.

Die Pfeiler der Überlaufmauer haben eine Stärke von 2,45 m, die 58 Zwischenöffnungen eine Breite von 11,60 m und bei größtem Wasserstand eine für 324 000 l/Sek. berechnete Überlauföffnung, die durch ein 5,50 m hohes eisernes Rollschütz geschlossen wird; die 13 Grundablässe haben 2,75 m Durchmesser. Die eigentliche Breite des Dammes am Fuß beträgt etwa 49 m, es hat sich jedoch außerdem die Anlage eines breiten Sturzbettes als notwendig erwiesen, um eine Unterwaschung der Dammsohle durch die überfallenden Wassermassen zu verhüten.

Die Tiefe des Krafthauses beträgt 49 m, seine Länge — wie bereits bemerkt — 385 m, die Höhe von Felssohle bis Oberkante Dach 45,50 m; die Vorkammern enthalten die Kontrollschützen- und Rechenanlage und die 54 Betonrohrleitungen, durch die das Wasser den 18 Wasserturbinen zugeführt wird.

Der Damm enthält eine Revisionsgalerie von 1,2 × 2,5 m Querschnitt in etwa 2,5 m Höhe über dem Flußbett, die einerseits etwaiges Leckwasser sowie das Wasser abführt, das sich in den zur Vermeidung des Auftriebes in die Dammsohle getriebenen Rohren etwa ansammelt, anderseits die Beobachtung der verschiedenen Leitungen sowie die Bedienung der Druckwasser-Antriebsvorrichtung für die Rollschütze gestattet.

Die Maschinenanlage besteht aus vier Einheiten zu 30 000 PS, vier Einheiten zu 36 200 PS und einer Einheit von 1000 PS für Betriebszwecke. Ki.

Die Bauarbeiten im Hafen von Gdingen. Durch Vertrag mit der französischen Unternehmergruppe, die den Hafen von Gdingen zu bauen hat, hat, wie die Tägl. Rundschau mitteilt, die polnische Regierung vereinbart, daß die Arbeiten im Hafen von Gdingen beschleunigt werden sollen. Infolgedessen hat jetzt die Bautätigkeit bereits etwas lebhafter eingesetzt. In der Hauptsache wird an dem Bau der zweiten Mole und an der Herstellung des inneren Hafens gearbeitet. Es ist eine etwa 500 m lange Mole vorhanden, die nach Zoppot zu gelegen ist und den Hafen gegen die hauptsächlich in Frage kommenden östlichen und nördlichen Winde schützt, und eine Mole von etwa 100 m, an deren Verlängerung jetzt lebhaft gebaut wird. Die südliche Zoppoter Mole hat bisher für das Anlegen großer Schiffe gedient. An dieser Mole ist eine Wassertiefe von über 7 m vorhanden, so daß die großen französischen Passagierschiffe, die Arbeiter nach Frankreich befördern, einlaufen können. Ein Bagger ist nun dabei, den inneren Hafen auszuheben, der als ein schmales Hafenbecken sich von dem bisherigen Seeufer bis an die Chaussee, die von Gdingen nach Oxhöft führt, erstrecken soll. Dieser Hafen soll mit festen Kais ausgestattet werden. Es sind bereits mehrere große Zollschuppen und andere Lagerschuppen gebaut worden, dagegen fehlt es noch an Kranen. Bis an den Hafen geht ein Eisenbahnanschluß, während auf der Mole selbst nur eine Schmalspurbahn verkehren kann. Da Gdingen in erster Linie Kriegshafen ist, sind in letzter Zeit große Kasernen für die Kriegsmarine gebaut worden. Die wichtigste Frage für den Hafen von Gdingen ist, außer dem Bau der Hafenanlagen selbst, die Herstellung von Verbindungen mit dem Hinterlande. Man hat zwar im vorigen Jahre eine Eisenbahnlinie von Kokoschken nach Gdingen gebaut, durch die der Platz unter Umgehung des Freistaates Danzig einen Anschluß an das polnische Bahnnetz erhalten hat. Nach dem weiteren Hinterlande aber, etwa nach Bromberg oder Thorn, bedeutet diese Linie einen großen Umweg, und der kurze Weg geht immer über Danzig. Es ist daher vom polnischen Reichstage der Bau einer neuen geraden Bahnlinie von Bromberg nach Gdingen beschlossen worden, mit dem man alsbald beginnen will.

Der neue Spreetunnel bei Friedrichshagen. Die Fähre in Friedrichshagen bei Berlin, mit der man auf das linke Spreeufer übergesetzt wird, um von dort zu den Müggelbergen zu gelangen, und die 250 bis 400 Personen tragen kann, hat an einzelnen Tagen schon 40 000 Ausflügler übergesetzt. Zeitweise herrscht auf ihr ein lebensgefährliches Gedränge. Diese unhaltbaren Zustände werden noch verschlechtert durch die zahlreichen Boote, die diese Stelle durchfahren und bei den auf der Müggel häufig plötzlich auftretenden Stürmen schnell in dem Gemünde Schutz suchen. Hinzu kommt noch, daß dort auch bedeutender Frachtschiffverkehr herrscht und daß unabsehbares Unglück entstehen kann, wenn ein Frachtdampfer in die Fähre oder in die dicht gedrängten Sportboote hineinfährt.

Um alle Gefahren zu beseitigen und den Ausflüglern einen bequemen und schnellen Übergang über die Spree zu ermöglichen, hatte die Stadt Berlin sich entschlossen, die Spree an dieser Stelle zu überbrücken. Die Seglervereine erhoben aber Einspruch gegen die geplante Fußgängerbrücke und verlangten, daß diese 26 m hoch über dem Wasserspiegel liegen müsse. Diesen Forderungen konnte die Stadt nicht entsprechen, und deshalb entschloß sie sich zum Bau eines Fußgängertunnels unter der Spree hindurch. Der Entwurf des Magistratsoberbaurats Sievers für diesen Tunnel ist nach dem „Lok.-Anz." zur Ausführung genehmigt worden. Die Bohrungen ergaben, daß an der zuerst geplanten Stelle erst 28 m unter der Sohle der Spree geeigneter Baugrund vorhanden ist. Es wurde weiter nach einer geeigneten Stelle gesucht, und diese fand sich an der schmalsten Stelle des Gemündes. Die Decke des Tunnels wird dort nur 1,5 m unter Flußsohle liegen.

Der Tunnel ist durch die Friedrich- und Waldowstraße zu erreichen. Von dort führt der Weg über ein städtisches Grundstück an den nördlichen Tunnelmund. Auf Treppen gelangt der Fußgänger in den Tunnel, der 120 m lang ist. Am südlichen Tunnelmunde führen wieder Treppen ins Freie.

Der Bau des Tunnels ist vom Magistrat bereits beschlossen. Mit seiner Ausführung wird begonnen, wenn die Stadtverordnetenversammlung sich der Meinung des Magistrats anschließt. Die Kosten betragen etwa 750 000 R.-M., von denen 100 000 R.-M. noch nachträglich in den diesjährigen Etat eingestellt worden sind. Der Bau wird mit aller Beschleunigung durchgeführt werden, und bei normalem Verlauf der Arbeiten darf damit gerechnet werden, daß dieser neue Weg unter der Spree mit Beginn des Sommers 1926 seiner Bestimmung übergeben werden kann.

Personalnachrichten.

Baden. Versetzt sind: die Bauräte Dr. Alfred Buntru bei der Wasser- und Straßenbaudirektion zum Wasser- und Straßenbauamt Rastatt und Erwin Wohlgemuth daselbst zur Wasser- und Straßenbaudirektion.

Bayern. Der mit dem Titel und Rang eines Bauamtmanns ausgestattete Bauassessor beim Straßen- und Flußbauamt Amberg Franz Gebhard ist zum Bauamtmann beim Straßen- und Flußbauamt Kaiserslautern in etatmäßiger Eigenschaft ernannt worden.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Ferdinand Schweicher, Helmut Fentzloff (Wasser- und Straßenbaufach); — Martin Herrmann (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

INHALT: Der Umbau und die Verbreiterung der Rheinbrücke bei Düsseldorf. — Der Rückgang der deutschen Ostseeküste. — Zur Ausführung massiver Staumauern. (Schluß.) — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst. VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Drittes Hafenbecken des Berliner Westhafens vor der Vollendung. — Von der Bauausstellung Essen 1925. — Preisgekrönte Wettbewerb-Entwürfe für die dritte Neckarbrücke in Mannheim. — Zur 200-Jahr-Feier der Lauchhammerwerke. — Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. — Ingenieure in der Wiener Akademie der Wissenschaften. — Zugspitzbahn. — Bau einer Autostraße Aachen—Köln. — Wilson-Damm. — Bauarbeiten im Hafen von Gdingen. — Neuer Spreetunnel bei Friedrichshagen. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 24. Juli 1925 Heft 32

Maßgebende Gesichtspunkte bei der Planung von Stadt- und Vorortbahnen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

Auf der Eisenbahnausstellung in Seddin im Herbst 1924 konnte man feststellen, daß eine vielseitige, hochentwickelte Industrie darauf eingestellt ist, Verkehrsmittel zu schaffen, die den weitestgehenden Bedürfnissen des gesteigerten Verkehrs entsprechen. Die Entwicklung der Großstadt wird durch keinen Gradmesser so genau bestimmt wie durch ihren Verkehr. Der Verkehr in den größten Städten des Reiches hat seit Kriegsende einen Umfang angenommen, der wohl kaum vorausgeahnt werden konnte und zu Maßnahmen geführt hat, die teilweise erst nach eingehendem Studium in den Großstädten Englands und der Vereinigten Staaten von Nordamerika festgelegt werden konnten. Die beabsichtigte Erbauung neuer Hochbahnlinien in Berlin und Hamburg läßt es wegen des erheblichen, allgemeinen Interesses erwünscht erscheinen, die maßgebenden Gesichtspunkte darzulegen, die bei der Planung solcher Verkehrsmittel in erster Linie berücksichtigt werden müssen.

Die Entwicklung der zeitgemäßen Großstadt hat in verschiedenen Ländern, insbesondere in England und den Vereinigten Staaten von Nordamerika, dazu geführt, daß sich allmählich eine räumliche Trennung zwischen Wohnstätten und Arbeitsstätten herausgebildet hat. Wenngleich diese Trennung in den deutschen Großstädten noch keine so ausgeprägte ist, wie in den genannten Ländern, so macht sich eine Neigung nach dieser Richtung hin doch schon deutlich bemerkbar. Die Zeit dürfte daher auch hier nahe sein, in der diese Trennung im wesentlichen durchgeführt sein wird. Im Wirtschaftsleben macht sich bei den verschiedenen Betrieben schon seit längerer Zeit das Bestreben bemerkbar, die innere Stadt für ihren Sitz zu bevorzugen. Dieses Bestreben wird hervorgerufen durch das Vorhandensein vermittelnder Institute, wie Börse, Banken, Maklergeschäfte usw. Es entsteht durch das enge Zusammenwohnen in der inneren Stadt eine leichte Anbahnung und Abwicklung der Geschäfte. Es sind also Zweckmäßigkeitsgründe, die dazu geführt haben, daß das Geschäftsleben sich immer mehr im Stadtkern abspielt. Infolge der großen Nachfrage sind daher die Preise für Grund und Boden hier so hoch, daß das Wohnen im Stadtkern nicht mehr wirtschaftlich ist.

Der Kern der Stadt, oder wie man ihn in England oder Amerika nennt, die City, wird im wesentlichen gebildet durch denjenigen Teil, in dem die Großhandlungen mit ihren Speichern, die staatlichen und städtischen Verwaltungsgebäude, die Banken, die Kontorgebäude, die Warenhäuser und die Ladengeschäfte, die Gasthäuser und die besseren Vergnügungsstätten ihren Sitz haben. Der Verkehr innerhalb der Stadt setzt sich im wesentlichen zusammen aus dem Berufsverkehr zwischen Wohnstätte und Arbeitstätte, dem Verkehr von und nach den Fernbahnhöfen, dem Ausflugverkehr und dem Zufallverkehr. Zur Bewältigung dieses Gesamtverkehrs müssen in den Großstädten besonders leistungsfähige Verkehrsmittel bereitgestellt werden. Der Straßenbahn- und Omnibusverkehr genügt den Ansprüchen der Großstadt nur teilweise. Er ist fast ausschließlich darauf angewiesen, die Straßen mit ihren oft ungünstigen Krümmungen und Steigungsverhältnissen zu benutzen. Das rollende Material ist kleiner und leichter gebaut als die Fahrzeuge der Eisenbahnen. Es eignet sich daher auch weniger für größere Fahrgeschwindigkeiten sowie für lange Fahrten und bietet nicht die Bequemlichkeiten, die die Fahrgäste bei Fahrten von längerer Dauer so hoch schätzen. In der inneren Stadt, wo die Straßen durch den Wagen- und Fußgängerverkehr, der sich auf ihnen abwickelt, manchmal ohnehin bis zur Grenze ihrer Leistungsfähigkeit in Anspruch genommen sind, ist der Straßenbahn- und Omnibusverkehr nur ungenügend imstande, den Verkehr zu bewältigen, weil er von dem übrigen Verkehr zu sehr gehemmt wird und daher eine große Zahl von Verkehrssuchenden in kurzer Zeit nicht befördern kann. In der Großstadt wird man daher einen großen Teil des Verkehrs auf Verkehrsmittel verweisen, die die Straßenzüge meiden und daher von dem Straßenverkehr nicht beeinträchtigt werden.

In den seltensten Fällen wird eine Großstadt durch eine einzige Stadtbahnlinie ausreichend bedient werden können. Es ist dies nur dann der Fall, wenn das Stadtgebilde langgestreckt und verhältnismäßig schmal ist, wie beispielsweise in Elberfeld-Barmen. In Großstädten, die sich ohne derartigen örtlichen Zwang entwickeln, wie die vorgenannten, wird die von der Stadt bedeckte Fläche eine mehr in sich abgerundete sein, sie wird sich also hinsichtlich ihrer Form mehr der Kreis- oder Vieleckfläche nähern. In solchen Städten bedarf es eines Netzes von Strahlen- oder Durchmesserlinien, das das genannte Stadtgebiet möglichst gleichmäßig überzieht. Wie rasch sich der Verkehr einer Großstadt vermehrt, zeigt die Entwicklung in Hamburg. Während die Bevölkerungszahl in den letzten Jahren vor dem Kriege um etwa $2^1/_2$ % zunahm, wuchs die Verkehrszahl, d. h. die Zahl der jährlichen Fahrten auf den Kopf der Bevölkerung, um etwa $6^1/_2$ % an. Es klingt widersinnig, aber es ist zutreffend: Je größer die vorhandene Verkehrsmöglichkeit ist, um so größer wird auch das Verkehrsbedürfnis.

Der größte Teil des Verkehrs einer Großstadt ist im allgemeinen strahlenförmig zwischen dem Stadtkern und den Außengebieten gerichtet. Eine Ausnahme hiervon bildet in Großstädten, die gleichzeitig bedeutende Hafenstädte sind, der Verkehr zwischen Wohnstätte und dem Hafen. Der Hafen kann aber im allgemeinen in solchen Fällen als Bestandteil des Stadtkerns angesehen werden, denn er wird sich an diesen anlehnen. Ringlinien können nur einen beschränkten Verkehr aufnehmen, denn sie entsprechen in den weitaus meisten Fällen hinsichtlich ihrer Trassierung nicht den tatsächlichen Verkehrsbedürfnissen. Die Hamburger Hochbahn ist nur äußerlich eine Ringlinie, sie besteht aus zwei Strahlenlinien zu beiden Seiten der Alster, die aus betrieblichen Gründen sowohl im Stadtkern als auch am Nordende miteinander verbunden sind, wodurch erst der Ring entstanden ist.

Wenn man den Ring als unzweckmäßig vermeiden will, dann entsteht die Frage, ob man Strahlenlinien, d. h. solche, die aus dem Stadtkern ausgehen und am Rande enden, oder Durchmesserlinien wählen soll. Liegt der Stadtkern ziemlich am Rande des Stadtgebildes, wie in Hamburg, dann wird man aus betrieblichen Gründen Strahlenlinien bevorzugen, die im Stadtkern miteinander verbunden sind. Je mehr sich das Stadtbild dem des Kreises nähert und je mehr der Stadtkern in die Mitte dieses Stadtbildes rückt, um so mehr nähern sich die Durchmesserlinien denen des Strahlennetzes. Vielfach wird man bei der Trassierung, bei der einmal Verkehrsbedürfnisse, zum anderen Betriebsrücksichten maßgeblich sind, eine Zwischenlösung zwischen Durchmesser- und Strahlenlinien wählen. Die Weiterführung der verschiedenen Linien durch den Stadtkern, der von alters her dicht bebaut ist und enge Straßen besitzt, bietet meistens große Schwierigkeiten und ist in vielen Fällen ohne Abbruch und Straßenregulierungen nicht möglich. Der Hauptgrundsatz bei der Planung neuer Linien ist, die Hauptverkehrsströme von der Oberfläche der Straßen auf die neuen unter- und oberirdischen Verkehrsmittel zu verweisen, zu welchem Zwecke an den Hauptverkehrspunkten bequeme Zugangsmöglichkeiten geschaffen werden müssen. Die verschiedenen Linien sind an geeigneten Punkten miteinander in Verbindung zu bringen, um Teile des Verkehrs von einer Bahnlinie auf die andere überzuleiten.

Die Knotenpunkte zweier Linien können in mannigfaltiger Art ausgeführt werden. Die einfachste Art ist die Kreuzung in verschiedener Höhenlage. Bei dieser Art der Zusammenführung ist ein Überleiten der Verkehrsmittel der einen Linie auf die andere nicht möglich. Die Fahrgäste, die umsteigen wollen, sind ohne Ausnahme gezwungen, Treppenanlagen zu benutzen. Der Höhenunterschied zwischen der Straßenoberfläche und dem Bahnsteig der tiefstliegenden Bahn ist günstigstenfalls etwa 8,80 m oder etwa 50 Treppenstufen. Diese Art der Verknotung von Stadtbahnen wählt man vorzugsweise dort, wo der Umsteigebedarf nur mäßig ist und die Örtlichkeit eine andere und bessere Verbindung zwischen den Linien nicht zuläßt.

Vollkommener und für den Betrieb vorteilhafter ist die Berührung zweier Linien nach Tangentenart. Hierbei liegen die Bahnen nebeneinander und wohl meistens in derselben Höhe, so daß die Bahnsteige auch nebeneinander angeordnet werden können. Der Betrieb jeder Linie geschieht aber für sich, ohne daß, wie bei der einfachen Kreuzung, die Verkehrsmittel der einen Linie auf die andere übergehen können. Es entsteht auf einer solchen Haltestelle der sogenannte Linienbetrieb. Dieser Betrieb hat den Nachteil, daß die Fahrgäste, die umsteigen wollen, in allen Fällen nur mit Hilfe von Treppenanlagen den Bahnsteig der anderen Linie erreichen können. Den Mängeln stehen keine Vorteile gegenüber, denn die Haltestellen an solchen Berührungspunkten nehmen fast ebensoviel Platz ein, wie die im nachfolgenden erwähnte Verschlingung der Linien für Richtungsbetrieb.

Die vollkommenste Art der Verbindung zweier Linien ist die Ausbildung der Station für Richtungsbetrieb, die Verschlingung. Bei zweckmäßiger Anordnung der Bahnsteige wird für eine der beiden Fahrtrichtungen das Umsteigen unmittelbar, also ohne Benutzung von Treppen, bewerkstelligt werden können. Die Züge der einen Linie können, allerdings nur für eine Richtung, beliebig auf die andere Linie übergeführt werden, wodurch erhebliche betriebliche Vorteile erlangt werden. Schließlich ist bei dieser Art der Verbindung zweier Linien noch zu erwähnen, daß die Übersichtlichkeit vergrößert wird und die Fahrgäste also leicht die gewünschte Linien- und Fahrtrichtung auswählen können.

Bei der Trassierung von Stadtbahnen kommt es darauf an, die auftretenden Verkehrsströme bestmöglich zu erfassen und sie ihrem Ziele zuzuführen. Da diese Verkehrsströme ihrer Art und ihrem Richtungsbestreben nach sehr verschieden sind, wird man häufig vermittelnde Linien wählen müssen, die den Bedürfnissen Rechnung tragen und im Belange der Wirtschaftlichkeit begründete Aussicht auf einen möglichst gleichmäßigen Verkehr bieten. Da der Verkehr nicht gleichmäßig über das gesamte Gebiet der einzelnen Stadtteile verteilt ist, sondern sich in einzelnen, besonders bevorzugten Verkehrsstraßen staut, so wird man bei der Trassierung darauf Bedacht nehmen müssen, den Verkehr in diesen Straßen durch die neu anzulegenden Bahnlinien aufzusaugen. Man ist oft geneigt, die neuen Bahnlinien zur Verringerung der Baukosten seitlich von den Hauptverkehrsstraßen zu führen; aber diesem Bestreben ist eine Grenze gesetzt, die schon bei einer Entfernung von etwa 100 m erreicht sein kann. Man muß immer mit der Eigenart der Fahrgäste rechnen, die bei einiger Entfernung bis zur nächsten Stadtbahnhaltestelle die Straßenbahn- und Omnibuslinien als vorteilhafter bevorzugen. Selbst in den Vorstädten muß man die Stadtbahn durch Hauptverkehrsstraßen führen; nur bei vorgeschobenen Siedlungen ländlicher Art wird man von diesen Grundsätzen etwas abweichen können.

Die Bemessung der Entfernung der Haltestellen ist eine wichtige Angelegenheit der Planung einer Stadtbahn. Einmal ist es nötig, die Wege von und zur Bahn kurz zu halten; zum anderen ist aber auch erforderlich, eine möglichst hohe Reisegeschwindigkeit zu erzielen. Diese beiden Bedingungen, die zueinander in gewissem Widerstreit stehen, müssen bei der Planung durch Vermittlung ausgeglichen werden. In der inneren Stadt wird man Haltestellenentfernungen von durchschnittlich 500 m vorsehen müssen; am Stadtrande dagegen kann man die Entfernung erheblich vergrößern. Bei einer Haltestellenentfernung von 500 m erreicht man eine Reisegeschwindigkeit von 22 km/Std. In den äußeren Stadtteilen und in den Vorstädten wird man dagegen bei einer Haltestellenentfernung von 1500 bis 2500 m Reisegeschwindigkeiten von 37 bezw. 43 km/Std. erzielen können. Durch die Reisedauer unmittelbar und mittelbar durch die Zahl der Stationen ist der Ausdehnung von Vorortsiedlungen praktisch eine Grenze gesetzt, die nicht überschritten werden darf, wenn die Siedlungen gedeihen sollen.

Der Ausflugverkehr ist ein Schmerzenskind der Vorortbahnen. Er tritt nur an einzelnen Tagen und dann auch nur zu gewissen Stunden stoßweise mit großer Stärke auf. Bahnhofsanlagen, rollendes Material und Fahrpersonal müssen dieser Spitzenbelastung entsprechend bemessen werden. Eine Ausnutzung des für die Bewältigung des Spitzenverkehrs bereitzustellenden Materials ist während der Werktage meistens nicht möglich. Das Mehr an Personal kann auch schlecht ausgenutzt werden. Bislang war ein gewisser Ausgleich dadurch gegeben, daß der Stadtverkehr an Sonn- und Festtagen kleiner war als werktags, wodurch rollendes Material und Fahrpersonal für die Außenstrecken mit Ausflugverkehr frei wurden. Der Stadtverkehr an Sonn- und Feiertagen hat sich aber in den letzten Jahren so vermehrt, daß ein erheblicher Unterschied kaum mehr vorhanden ist.

Die Zukunft wird auf dem Gebiete des städtischen Verkehrswesens große Umwälzungen bringen, denen alte ehrwürdige Stadtteile in großem Umfange zum Opfer gebracht werden müssen, aber aus den Ruinen des Alten entstehen weitausschauende Anlagen, die dem Gemeinwesen zum Segen gereichen und eine feste Grundlage für die weitere Ausdehnung bilden werden.

Einfaches Verfahren zur Berechnung mehrstieliger Rahmenträger.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **F. Kardos**, Zivilingenieur, Budapest.

Die Berechnung der mehrstieligen Rahmenträger, besonders wenn der Aufbau des Tragwerkes und die Anordnung der Belastung unregelmäßig sind, ist bekanntlich mit der Auflösung von Gleichungen mit vielen Unbekannten, also mit beträchtlichen rechnerischen Schwierigkeiten verbunden. Das im folgenden auseinandergesetzte analytische Verfahren hat den Vorteil, daß die Gleichungen mit vielen Unbekannten erübrigt werden, obgleich das Verfahren sich auf den in Abb. 1 dargestellten ziemlich allgemeinen Fall bezieht. Wie aus Abb. 1 ersichtlich, sind sämtliche Säulen und Balken geradlinig, aber von beliebiger Richtung. Es sei vorausgesetzt, daß die Trägheitsmomente von Stab zu Stab konstant sind und daß der Einfluß der Längenänderung der Stäbe vernachlässigt werden darf.

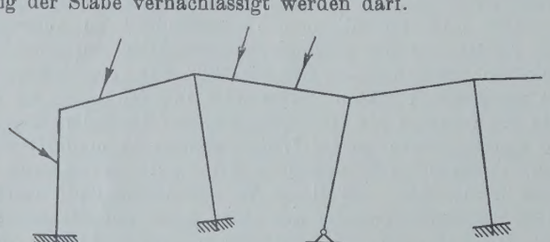


Abb. 1.

Das Verfahren beruht auf dem folgenden Zusammenhang: Auf einem Tragwerke, aufgebaut nach Abb. 1, kann jede Belastung durch in den Knotenpunkten angreifende Kräftepaare und Kräfte ersetzt werden. Betrachtet man nämlich jeden belasteten Stab als einen beiderseits eingespannten Balken und läßt dessen Einspannungsmomente und Reaktionskräfte mit veränderten Vorzeichen auf den entsprechenden Knotenpunkten angreifen, so werden diese Kräftepaare N und Kräfte S dieselben Reaktionen hervorrufen wie die ursprüngliche Belastung. Die Richtigkeit dieses Zusammenhanges zu ersehen, denken wir das Tragwerk nur auf einem einzelnen Stabe belastet und auf ein statisch bestimmtes Hauptsystem nach Abb. 2 zurückgeführt. Es ist ohne weiteres klar, daß die Kräftepaare N und Kräfte S — Belastung II — auf dem Hauptsystem dieselben Reaktionen verursachen wie die gegebenen Lasten — Belastung I —, denn als Kraftsysteme sind die beiden Belastungen statisch gleichwertig. Die Belastungen I und II weichen voneinander nur darin ab, daß die Momentenfläche F_0 des Falles I im Falle II durch die Momentendreiecke F_1 und F_2 ersetzt wird (Abb. 3). Da F_1 und F_2 Komponenten von F_0 sind und da die elastischen Gleichungen, die die Bewegungsbedingungen von Säulenfüßen und anderen Knotenpunkten ausdrücken, aus Summen und Momentensummen der Momentenflächen des Hauptsystems gebildet werden können, ist der Inhalt dieser Gleichungen in den beiden Fällen identisch. Es war

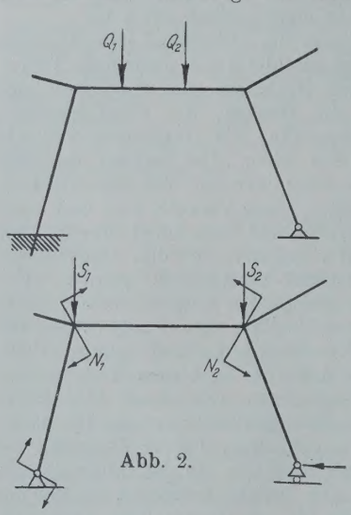


Abb. 2.

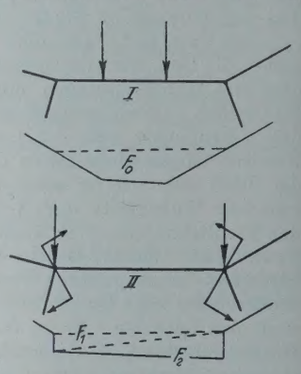


Abb. 3.

vorausgesetzt, daß nur ein Stab belastet ist; dieselbe Gedankenfolge kann aber für jeden Stab wiederholt werden.

Auf Grund des bewiesenen Satzes genügt es also, nur den Einfluß der Belastung der Knotenpunkte zu untersuchen. Ist irgend ein Knotenpunkt durch eine Kraft belastet, so werden in allgemeinem Falle die Knotenpunkte sich verschieben und dementsprechend die Stabachsen sich verdrehen. Das Verhältnis dieser Drehungswinkel ist konstant und unabhängig von der Belastung, die die Drehungen verursacht. Daraus folgt, daß auch das Verhältnis der Biegungsmomente konstant (und von der Belastung unabhängig) ist. Aus dem letzteren Zusammenhang ist ferner leicht zu ersehen, daß irgend eine Belastung, die aus auf Knotenpunkten angreifenden Kräften besteht, an einem beliebigen Knotenpunkte durch eine einzelne Kraft von beliebiger Richtung ersetzt werden darf.

In bezug auf die Belastung der Knotenpunkte durch Kräftepaare kann folgendes festgesetzt werden: Ist nur ein Knotenpunkt belastet und das Tragwerk durch eine Kraft an einem beliebigen Knoten-

punkte gegen Verschiebungen festgehalten, so ist innerhalb der beiden Teile, die durch die zu dem belasteten Knotenpunkte gehörige Säule getrennt werden, ferner auch innerhalb der Säule selbst das Verhältnis der Biegungsmomente konstant und durch die schon aus mehreren Berechnungsverfahren bekannten Festpunkte bestimmt.

Diese Eigenschaften des Tragwerkes können bei der Lösung des Problems in der folgenden Weise benutzt werden:

a) Man bestimmt die Kräftepaare N und Kräfte S — Belastung II —, die auf den Knotenpunkten angreifend die gegebene Belastung I ersetzen.

b) Anstatt der Kräfte S wird eine einzelne Kraft S_0 von beliebiger Richtung eingeführt, die auf einem beliebigen oberen Knotenpunkt angreift und dieselben Biegungsmomente verursacht wie die Kräfte S zusammen.

c) Auf dem Tragwerke, das mit einer Kraft festgehalten ist, werden die Biegungsmomente, die die einzelnen Kräftepaare N in den Stabenden hervorrufen, der Reihe nach berechnet. Diese Werte der Momente sind M_{i0}.

d) Man denkt das Tragwerk in einem Knotenpunkte durch eine Kraft belastet; der entsprechende Drehungswinkel δ_0 der ersten Säulenachse wird als bekannt betrachtet, und die Werte der übrigen Drehungswinkel sowie die der Biegungsmomente werden als Funktionen von δ_0 berechnet. Die Biegungsmomente der Stabenden sind $M_{i\delta}$.

e) Die Werte der Biegungsmomente, die auf dem frei verschiebbaren Tragwerk unter dem Einflusse der Belastung II entstehen, können also mit den Summen $M_{i0} + M_{i\delta}$ ausgedrückt werden. Der Wert von δ_0, der in den Werten der Momente noch unbekannt ist, wird auf statischem Wege gefunden, und zwar aus folgender Gleichung

$$\Sigma X_i + S_0 = 0.$$

X_i bedeuten die Reaktionskomponenten, die mit S_0 (siehe b) parallel sind.

Diese fünf Schritte des Verfahrens müssen noch näher beleuchtet werden.

a) Sämtliche belasteten Stäbe sind als einzelne beiderseits eingespannte Balken zu betrachten; die Reaktionskräfte und Einspannungsmomente dieser Balken liefern die negativen Werte der Komponenten von den Kräftepaaren N und Kräften S. N bezw. S sind nämlich die Resultanten der Komponenten, die zu denselben Knotenpunkten gehören. N soll positiv gerechnet werden, wenn ihre Drehung mit der des Uhrzeigers übereinstimmt.

b) Die Kräfte S_i und S_k sind die Lasten von zwei benachbarten Knotenpunkten (Abb. 4). Werden die beiden Kräfte in je zwei Seitenkräfte zerlegt, von denen die eine mit der entsprechenden Säulenachse, die andere mit der Verbindungslinie der beiden Knotenpunkte (also mit der Balkenachse) zusammenfällt und sind die Komponenten in der Balkenachse gleich und gleichgerichtet, so rufen S_i und S_k dieselben Biegungsmomente hervor. Aus diesem Grunde darf die Last jedes Knotenpunktes mit einer Kraft auf einem benachbarten Knotenpunkte ersetzt und die Belastung S — Schritt für Schritt — zu der Kraft S_0 reduziert werden.

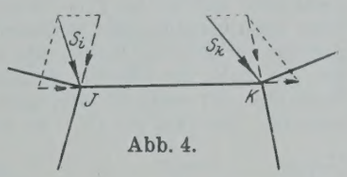


Abb. 4.

c) Um die Biegungsmomente M_{i0} ermitteln zu können, muß man zuerst die festen Verhältniszahlen der Biegungsmomente berechnen, die zu demselben Stabe bezw. zu demselben Knotenpunkte gehören. Zu einem Knotenpunkte gehören im allgemeinen Falle drei Biegungsmomente, die nach Abb. 5 mit

$$M_i', \; M_i'', \; \mathfrak{M}_i$$

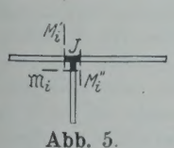


Abb. 5.

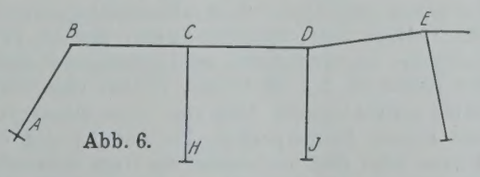


Abb. 6.

bezeichnet werden. M_i' und M_i'' sind positiv, wenn die Druckzone oben ist, $\mathfrak{M}_i$ ist positiv, wenn die Druckseite nach links fällt. Um die Momentenverhältnisse einfach berechnen zu können, werden wir den bekannten Begriff des Einspannungsgrades anwenden. Der Einspannungsgrad eines Stabendes kann durch das Verhältnis

$$\varepsilon = \frac{\tau}{M}$$

dargestellt werden, wo M das Biegungsmoment im Endquerschnitte, τ die Verdrehung des Endquerschnittes infolge dieses Biegungsmomentes bedeutet. τ wird positiv gerechnet, wenn ihr Drehungssinn dem des Uhrzeigers entgegengesetzt ist.

In einem Knotenpunkte treffen gewöhnlich drei Stäbe zusammen; neben jedem solchen Knotenpunkte können also drei Gelenke eingeschaltet werden. Bei jedem Gelenk entstehen zwei Endquerschnitte, von denen der eine durch einen Stab, der andere durch zwei Stäbe mit den übrigen Teilen des Tragwerkes verknüpft ist. Im allgemeinen Falle gehören also zu einem Knotenpunkte sechs Werte des Einspannungsgrades. Die sechs Werte, die zum Beispiel dem Knotenpunkte C entsprechen (Abb. 6), sollen in der folgenden Weise bezeichnet werden:

$$\varepsilon_b^C, \quad \varepsilon_h^C, \quad \varepsilon_d^C, \quad \varepsilon_{bh}^C, \quad \varepsilon_{hd}^C, \quad \varepsilon_{bd}^C.$$

Die Bedeutung dieser Werte wird aus Abb. 7 klar. Laut den Voraussetzungen über die Vorzeichen der Biegungsmomente und die Drehungen sind ε_b^C, ε_h^C, ε_{bh}^C positiv, ε_d^C, ε_{hd}^C, ε_{bd}^C aber negativ.

Ist in den Knotenpunkten F bezw. G (Abb. 8) der Einspannungsgrad ε_{ek}^f bezw. ε_{lh}^g bekannt, so sind auch die Verhältnisse der Biegungsmomente M_f'' und M_g' bestimmt. Wenn der belastete Knotenpunkt links von G liegt, so kann folgende Gleichung aufgestellt werden:

$$\frac{l_{fg}}{6\,E\,J_{fg}}(M_f'' + 2\,M_g') = \varepsilon_{lh}^g \cdot M_g' = \tau_g.$$

Liegt der belastete Knotenpunkt rechts von F, so gilt der vorigen Gleichung entsprechend

$$-\frac{l_{fg}}{6\,E\,J_{fg}}(2\,M_f'' + M_g') = \varepsilon_{ek}^f \cdot M_f'' = \tau_f.$$

Aus diesen Gleichungen sind

$$(1)\quad \begin{cases} \dfrac{M_f''}{M_g'} = \mu_{fg} = -2 + 6\,\dfrac{E J_{fg}}{l_{fg}}\,\varepsilon_{lh}^g & \text{(Belastung links von } G\text{)}, \\ \dfrac{M_g'}{M_f''} = \mu_{gf} = -2 - 6\,\dfrac{E J_{fg}}{l_{fg}}\,\varepsilon_{ek}^f & \text{(Belastung rechts von } F\text{)}. \end{cases}$$

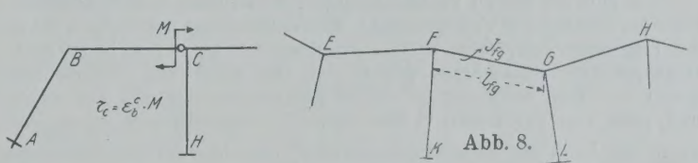


Abb. 8.

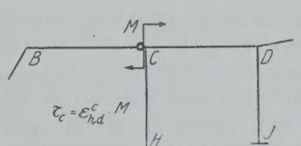


Abb. 7.

Wenn dagegen auf den Stäben, die zu demselben Knotenpunkte gehören (Punkt C, Abb. 6), die Verhältnisse der Endmomente bekannt sind, so gelten für die entsprechenden Einspannungsgrade folgende Gleichungen:

$$(2)\quad \begin{cases} \varepsilon_b^C = \dfrac{1}{6\,E}\,\dfrac{l_{bc}}{J_{bc}}\left(2 + \dfrac{1}{\mu_{cb}}\right) \\ \varepsilon_h^C = \dfrac{1}{6\,E}\,\dfrac{l_{ch}}{J_{ch}}\left(2 + \dfrac{1}{\mu_{ch}}\right) \\ \varepsilon_d^C = -\dfrac{1}{6\,E}\,\dfrac{l_{cd}}{J_{cd}}\left(2 + \dfrac{1}{\mu_{cd}}\right) \end{cases}$$

$$(3)\quad \begin{cases} \varepsilon_{bh}^C = \dfrac{1}{6\,E}\,\dfrac{\left(2 + \dfrac{1}{\mu_{ch}}\right)\left(2 + \dfrac{1}{\mu_{cb}}\right)}{\dfrac{J_{bc}}{l_{bc}}\left(2 + \dfrac{1}{\mu_{ch}}\right) + \dfrac{J_{ch}}{l_{ch}}\left(2 + \dfrac{1}{\mu_{cb}}\right)} \\ \varepsilon_{hd}^C = -\dfrac{1}{6\,E}\,\dfrac{\left(2 + \dfrac{1}{\mu_{cd}}\right)\left(2 + \dfrac{1}{\mu_{ch}}\right)}{\dfrac{J_{ch}}{l_{ch}}\left(2 + \dfrac{1}{\mu_{cd}}\right) + \dfrac{J_{cd}}{l_{cd}}\left(2 + \dfrac{1}{\mu_{ch}}\right)} \\ \varepsilon_{bd}^C = -\dfrac{1}{6\,E}\,\dfrac{\left(2 + \dfrac{1}{\mu_{cd}}\right)\left(2 + \dfrac{1}{\mu_{cb}}\right)}{\dfrac{J_{bc}}{l_{bc}}\left(2 + \dfrac{1}{\mu_{cd}}\right) + \dfrac{J_{cd}}{l_{cd}}\left(2 + \dfrac{1}{\mu_{cb}}\right)}. \end{cases}$$

Die Verhältnisse der Biegungsmomente, die in den Endquerschnitten links bezw. rechts von dem Knotenpunkte C auftreten (Abb. 6), sind

$$(4)\quad \begin{cases} \dfrac{M_c'}{M_c''} = \mu_c' = -\dfrac{\varepsilon_d^C}{\varepsilon_{hd}^C} & \text{(Belastung links von } C\text{)},\\ \dfrac{M_c''}{M_c'} = \mu_c'' = -\dfrac{\varepsilon_b^C}{\varepsilon_{bh}^C} & \text{(Belastung rechts von } C\text{)},\\ \dfrac{M_c'}{M_c''} = \bar{\mu}_c = \dfrac{\varepsilon_d^C}{\varepsilon_b^C} & \text{(Belastung auf der Stütze } CH\text{)}. \end{cases}$$

Ein Kräftepaar N, das in dem Knotenpunkte C angreift, verursacht neben dem Knotenpunkte folgende Biegungsmomente:

$$(5)\quad \begin{cases} M_c' = \dfrac{\varepsilon_{hd}^c}{\varepsilon_b^c - \varepsilon_{hd}^c} N\\ M_c'' = \dfrac{-\varepsilon_{bh}^c}{\varepsilon_d^c - \varepsilon_{bh}^c} N\\ \mathfrak{M}_c = \dfrac{\varepsilon_{bd}^c}{\varepsilon_h^c - \varepsilon_{bd}^c} N. \end{cases}$$

Wirkt das Kräftepaar N in dem ersten oder letzten oberen Knotenpunkte, so sind in den entsprechenden zwei Stabenden die Biegungsmomente (Abb. 6, Punkt B)

$$(6)\quad \begin{cases} M_b'' = -\dfrac{\varepsilon_a^b}{\varepsilon_c^b - \varepsilon_a^b} N = \dfrac{\varepsilon_{ac}^b}{\varepsilon_c^b} N\\ \mathfrak{M}_b = -\dfrac{\varepsilon_c^b}{\varepsilon_c^b - \varepsilon_a^b} N = \dfrac{\varepsilon_{ac}^b}{\varepsilon_a^b} N. \end{cases}$$

Für die drei Biegungsmomente eines Knotenpunktes, der durch Kräftepaare nicht belastet ist, gilt folgende Gleichung:

$$(7)\qquad \mathfrak{M}_i = M_i'' - M_i'.$$

Diese Gleichung drückt eine Gleichgewichtsbedingung des Knotenpunktes aus.

Die eine der beiden Verhältniszahlen, die zu einer beliebigen Stütze gehören, nämlich die Verhältniszahl, die der Belastung des übrigen Teiles des Tragwerks entspricht, ist von vornherein bekannt; sie ist im Falle eingespannten Säulenfußes gleich -2, im Falle von Fußgelenken gleich ∞. Man halte den in Abb. 6 dargestellten Rahmen vor Augen und gehe von der ersten Stütze aus. Für diese Stütze, da μ_{ba} bekannt ist, kann der Einspannungsgrad ε_a^b aus einer der Gl. 2 berechnet werden. Nach Einsetzen von ε_a^b in einer der Gl. 1 wird das Momentenverhältnis μ_{cb} des ersten Balkenstabes ermittelt. Nach wiederholter Anwendung der Gl. 1, 2, 3 u. 4 können die Verhältnisse μ_c'', μ_{dc}, μ_d'', μ_{ed} . . . der Reihe nach bestimmt werden. Geht man von der letzten Stütze aus, so können entsprechend den vorigen die übrigen μ-Werte berechnet werden. Damit ist die Berechnung der Biegungsmomente M_{i0} vorbereitet, denn nach dem Zerlegen der Kräftepaare N nach Gl. 5 u. 6 können mittels der μ-Werte die durch N verursachten Biegungsmomente M_{i0} der Reihe nach bestimmt werden.

d) Infolge der Drehung der Stabachsen verändern sich die Winkel, die die Stützen- und Balkenachsen, ferner die Stützenachsen und die Verbindungslinien der Säulenfüße einschließen. Die Drehung δ_0 der ersten Stützenachse ist zugleich die Winkeländerung, die zu dem Säulenfuße gehört. Die beiden Winkeländerungen, die in der ersten Öffnung an den oberen Knotenpunkten verursacht werden, können als Funktionen von δ_0 aus zwei Gleichungen berechnet werden, die den Zusammenhang ausdrücken, daß die Säulenfüße sich nicht verschieben. Es ist zweckmäßig, diesen Zusammenhang durch zwei Momentengleichungen auszudrücken, die sich auf die zweite Säulenachse bezw. auf die Verbindungslinie der ersten und zweiten Säulenfüße beziehen. Betrachtet man nämlich die Winkeländerungen als in den Knotenpunkten angreifende parallele Kräfte, so ist die Summe ihrer statischen Momente für die erwähnten beiden Achsen (wie auch für jede Gerade, die durch den zweiten Säulenfuß geht) gleich Null. Es ist leicht zu ersehen, daß die Winkeländerung in dem zweiten Säulenfuße gleich der Summe von δ_0 und von den oben erwähnten zwei Winkeländerungen ist. Aus dieser Gleichung kann die Winkeländerung in dem zweiten Säulenfuße und aus Gleichungen, die dieser Gleichung bezw. den vorigen Momentengleichungen entsprechen, können sämtliche Winkeländerungen als Funktionen von δ_0 ermittelt werden. Das Vorzeichen einer Winkeländerung soll positiv sein, wenn sie eine Zunahme des Winkels bedeutet; die Drehung einer Zwischensäule hat also zwei Vorzeichen, denn als Winkeländerung gehört sie einmal zu der der Säule vorhergehenden, außerdem aber der der Säule folgenden Öffnung.

Zur Berechnung der Biegungmomente $M_{i\delta}$ werden wir den Superpositionssatz anwenden. Es sei einstweilen vorausgesetzt, daß sämtliche Winkeländerungen gleich Null sind, ausgenommen die des Winkels BCH (Abb. 9), die gleich δ_c' ist. Die letztere soll nach Einschalten eines Gelenkes links von C durch das relative Verdrehen der durch das Gelenk getrennten beiden Rahmenteile verursacht werden. Infolge dieser Drehung werden die durch das Gelenk verknüpften Endquerschnitte den Winkel δ_c' einschließen. Werden die beiden Rahmenteile festgehalten und die Endquerschnitte bei dem Gelenk durch ein passend gewähltes Doppel-Kräftepaar belastet, so kann die parallele Lage der Endquerschnitte wiederhergestellt werden, während die Änderung δ_c' des Stabachsenwinkels BCH unverändert bleibt. Der entsprechende Wert des Kräftepaares ist

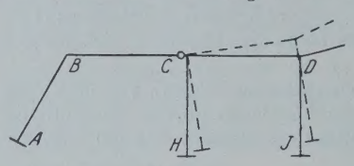


Abb. 9.

$$(8)\qquad M_{c\delta} = \frac{\delta_c'}{\varepsilon_b^c - \varepsilon_{hd}^c} = \frac{\delta_c'}{|\varepsilon_b^c| + |\varepsilon_{hd}^c|}.$$

Aus ähnlichen Gleichungen kann zu jeder Winkeländerung ein Kräftepaar bestimmt werden.

Außer den relativen Verdrehungen der Stabachsen sind auch die Winkeländerungen zu berücksichtigen, die die Verdrehungen der Achsen der eingespannten Säulen von den Verbindungslinien der Säulenfüße darstellen. Für die entsprechenden Kräftepaare hat Gl. 8 eine einfachere Form:

$$(9)\qquad M_{i\delta} = \frac{\delta_i}{|\varepsilon_k^i|} \quad \text{(Abb. 10)}.$$

Die durch Gl. 8 u. 9 bestimmten Kräftepaare rufen auf dem Tragwerk Biegungsmomente hervor, die ebenso zu berechnen sind wie die Momente M_{i0} unter c. Man kann also die Biegungsmomente, die den einzelnen Winkeländerungen entsprechen, der Reihe nach ermitteln; die Summen der Biegungsmomente, die zu denselben Querschnitten gehören, liefern (nach dem Superpositionssatze) die gesuchten Biegungsmomente $M_{i\delta}$.

Bedeutend einfacher ist die Berechnung in dem Falle paralleler Säulen. In diesem Falle sind die Drehungen der Balkenachsen gleich Null; die Drehungen der Säulenachsen aber, die zugleich auch die Winkeländerungen darstellen, verhalten sich wie die Reziproken der Säulenlängen. Wir werden die Gelenke in den Säulenköpfen aufnehmen (Abb. 11) und die Säulenachsen (natürlich auf einmal nur eine) verdrehen. Während in dem allgemeinen Falle jedes Verdrehen nur den Winkel von je zwei Stabachsen mit dem erwünschten Wert verändert, werden in dem besonderen Falle durch das Verdrehen jeder Zwischensäule drei Stabachsen, die Achsen der Säule und der mit ihr verknüpften Balken die erwünschte relative Lage erreichen Ist die Zahl der Säulen gleich n, so ist Gl. 8 im allgemeinen Falle $(2n-2)$-mal, in dem besonderen Falle aber nur n-mal anzuwenden. Die Zahl der Gl. 9 ist in den beiden Fällen dieselbe.

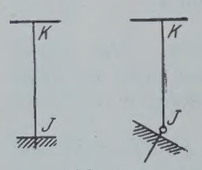


Abb. 10.

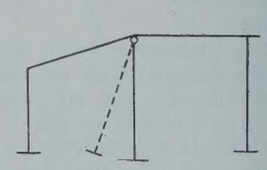


Abb. 11.

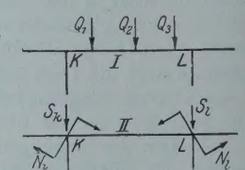


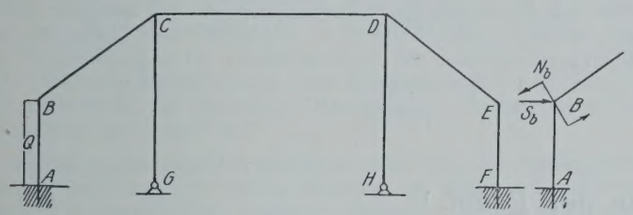
Abb. 12.

e) Um die Gleichung $\Sigma X_i + S_0 = 0$, die den Wert von δ_0 liefert, aufstellen zu können, müssen zuerst X_i, d. h. die Reaktionskomponenten, die mit S_0 parallel sind, ermittelt werden. Zu diesem Zwecke werden bei jedem Säulenfuße die Auflagerbedingungen enthoben und durch das etwaige Einspannungsmoment, das als Funktion von δ_0 schon berechnet ist, und durch zwei unbekannte Kräfte ersetzt. Die eine der Kräfte ist X_i, die andere, T_i, hat eine beliebige, aber für jede Säule gleichbleibende Richtung. Die Biegungsmomente $(M_{i0} + M_{i\delta})$ der oberen Knotenpunkte, die nach c) und d) berechnet wurden, können jetzt auch auf statischem Wege ausgedrückt werden, nämlich als Summen der Momente der äußeren Kräfte, die links (oder rechts) von dem betreffenden Querschnitte das Tragwerk angreifen. Setzt man diese Werte der Biegungsmomente mit den Werten $(M_{i0} + M_{i\delta})$ gleich, so erhält man zu jeder Öffnung zwei Gleichungen, die (ausgehend von der ersten Öffnung) paarweise gelöst, die Werte von X_i und T_i als Funktionen von δ_0 liefern, ausgenommen die Werte X_n und T_n, die zu der letzten Stütze gehören. Betrachtet man aber die letzte Öffnung als erste, so können noch zwei Gleichungen aufgestellt werden, die dem ersten Gleichungspaare entsprechen und die Werte von X_n und T_n bestimmen. Sind die Säulenachsen parallel,

so ist es zweckmäßig, die Komponenten T_i in ihnen aufzunehmen. In diesem Falle kann das Biegungsmoment $(\mathfrak{M}_{i0} + \mathfrak{M}_{i\delta})$ jedes Säulenkopfes auch als Funktion von X_i ausgedrückt und dementsprechend jede Komponente X_i aus je einer Gleichung berechnet werden.

Nach dieser Vorbereitung wird die Gleichung $\Sigma X_i + S_0 = 0$ aufgestellt und daraus der Wert von δ_0 ermittelt; nach Einsetzen dieses Wertes werden die Biegungsmomente und die Reaktionskräfte vollständig bestimmt. Es soll hier bemerkt werden, daß in den belasteten Feldern die so erhaltenen Eckmomente noch nicht die richtigen sind; um diese zu erhalten, müssen die Eckmomente und die entsprechenden Einspannungsmomente (die wir schon unter a ermittelt haben) summiert werden. Um das zu ersehen, fassen wir zum Beispiel das Eckmoment M_k'' des allein belasteten Stabes KL ins Auge (Abb. 12). Die Belastung Q des Stabes ist gleichwertig mit der Belastung N_k, S_k, N_l, S_l; die Reaktionskräfte sind in den beiden Fällen identisch. Drückt man aber in den beiden Fällen M_k'' als Momentensumme der links von K angreifenden äußeren Kräfte aus, so stimmen die beiden Summen nicht überein; in der zweiten Summe kommt nämlich auch N_k vor. N_k muß also abgezogen werden, $-N_k$ ist aber gleich mit dem Einspannungsmoment.

Zur besseren Erläuterung des Verfahrens diene das folgende Beispiel (Abb. 13):



$l_{ab} = l_{ef} = 3,\ l_{cg} = l_{dh} = 6,\ l_{bc} = l_{de} = 5,\ l_{cd} = 8,$
$J_{ab} = J_{cg} = J_{dh} = J_{ef} = 1,\ J_{bc} = J_{de} = 2,\ J_{cd} = 4.$

Abb. 13.

a) $N_b = -\frac{3}{12}\cdot Q = -\frac{1}{4}\cdot Q, \qquad S_b = -\frac{1}{2}\cdot Q$

b) $S_0 \equiv S_b = -\frac{1}{2}\cdot Q$

c) $\mu_{ef} = \mu_{ba} = -2, \qquad \mu_{cg} = \mu_{dh} = \infty$

$$\varepsilon_f^e = -\varepsilon_a^b = -\frac{1}{6}\cdot\frac{3}{1}\left(2-\frac{1}{2}\right) = -\frac{3}{4}$$

$$\mu_{de} = \mu_{cb} = -2-6\cdot\frac{2}{5}\cdot\frac{3}{4} = -\frac{19}{5}$$

$$\varepsilon_e^d = -\varepsilon_b^c = -\frac{1}{6}\cdot\frac{5}{2}\left(2-\frac{5}{19}\right) = -\frac{55}{76}$$

$$\varepsilon_h^d = -\varepsilon_g^c = -\frac{1}{6}\cdot\frac{6}{1}(2-0) = -2$$

$$\varepsilon_{he}^d = -\varepsilon_{gb}^c = -\frac{1}{6}\cdot\frac{\left(2-\frac{5}{19}\right)(2-0)}{\frac{2}{5}(2-0)+\frac{1}{6}\left(2-\frac{5}{19}\right)} = -\frac{110}{207}$$

$$\mu_{cd} = \mu_{dc} = -2-6\cdot\frac{4}{8}\cdot\frac{110}{207} = -\frac{248}{69}$$

$$\varepsilon_d^c = -\varepsilon_c^d = -\frac{1}{6}\cdot\frac{8}{4}\left(2-\frac{69}{248}\right) = -\frac{427}{744}$$

$$\varepsilon_{db}^c = -\varepsilon_{ce}^d = \frac{1}{6}\cdot\frac{\left(2-\frac{5}{19}\right)\left(2-\frac{69}{248}\right)}{\frac{1}{2}\left(2-\frac{5}{19}\right)+\frac{2}{5}\left(2-\frac{69}{248}\right)} = \frac{23485}{73372}$$

$$\varepsilon_{gd}^c = -\varepsilon_{hc}^d = -\frac{1}{6}\cdot\frac{(2-0)\left(2-\frac{69}{248}\right)}{\frac{4}{8}(2-0)+\frac{1}{6}\left(2-\frac{69}{248}\right)} = -\frac{854}{1915}$$

$$\mu_{bc} = \mu_{ed} = -2-6\cdot\frac{2}{5}\cdot\frac{854}{1915} = -\frac{29398}{9575}$$

$$\mu_{d'} = \mu_c'' = \frac{55}{76}\cdot\frac{207}{110} = \frac{207}{152}$$

$$\mu_{c'} = \mu_d'' = \frac{427}{744}\cdot\frac{1915}{854} = \frac{1915}{1488}$$

$$\varepsilon_c^b = -\varepsilon_d^e = -\frac{1}{6}\cdot\frac{5}{2}\left(2-\frac{9575}{29398}\right) = -\frac{82035}{117592}$$

$$\mu_{ab} = \mu_{fe} = -2-6\cdot\frac{1}{3}\cdot\frac{82035}{117592} = -\frac{199627}{58796}$$

$$\varepsilon_{ac}^b = -\varepsilon_{fd}^e = -\frac{1}{6}\cdot\frac{\left(2-\frac{1}{2}\right)\left(2-\frac{9575}{29398}\right)}{\frac{2}{5}\left(2-\frac{1}{2}\right)+\frac{1}{3}\left(2-\frac{9575}{29398}\right)} = -\frac{82035}{226972}$$

$$\varepsilon_b^a = -\varepsilon_e^f = -\frac{1}{6}\cdot\frac{3}{1}\left(2-\frac{58796}{199627}\right) = -\frac{170229}{199627}$$

$$\bar{\mu}_c = \frac{1}{\bar{\mu}_d} = -\frac{427}{744}\cdot\frac{76}{55} = -\frac{8113}{10230}$$

$$\mathfrak{M}_{b0} = \frac{\varepsilon_{ac}^b}{\varepsilon_a^b}\cdot N_b = +\frac{27345}{56743}\cdot\frac{Q}{4}$$

$$M_{a0} = -\frac{1}{2}\cdot\mathfrak{M}_{b0} = -\frac{27345}{56743}\cdot\frac{Q}{4}$$

$$M_{b0}'' = \frac{\varepsilon_{ac}^b}{\varepsilon_c^b}\cdot N_b = -\frac{29398}{56743}\cdot\frac{Q}{4}$$

$$M_{c0}' = \frac{1}{\mu_{bc}}\cdot M_{b0}'' = +\frac{9575}{56743}\cdot\frac{Q}{4}$$

$$M_{c0}'' = \frac{1}{\mu_{c'}}\cdot M_{c0}' = +\frac{7440}{56743}\cdot\frac{Q}{4}$$

$$\mathfrak{M}_{c0} = M_{c0}'' - M_{c0}' = -\frac{2135}{56743}\cdot\frac{Q}{4}$$

$$M_{d0}' = \frac{1}{\mu_{cd}}\cdot M_{c0}'' = -\frac{2070}{56743}\cdot\frac{Q}{4}$$

$$M_{d0}'' = \frac{1}{\mu_{d'}}\cdot M_{d0}' = -\frac{1520}{56743}\cdot\frac{Q}{4}$$

$$\mathfrak{M}_{d0} = M_{d0}'' - M_{d0}' = +\frac{550}{56743}\cdot\frac{Q}{4}$$

$$M_{e0} = \frac{1}{\mu_{de}}\cdot M_{d0}'' = +\frac{400}{56743}\cdot\frac{Q}{4}$$

$$M_{f0} = -\frac{1}{2}\cdot M_{e0} = -\frac{200}{56743}\cdot\frac{Q}{4}$$

d) Die Verdrehungen sind:
für die Stützen AB und FE gleich δ_0,
„ „ „ GC „ HD „ $\frac{3}{6}\cdot\delta_0 = \frac{1}{2}\cdot\delta_0$.

α) Einfluß der Winkeländerung δ_0 des Winkels BAG:

$$M_a = \frac{\delta_0}{|\varepsilon_b^a|} = \frac{199627}{170229}\cdot\delta_0$$

$$M_b = \frac{1}{\mu_{ab}}\cdot M_a = -\frac{58796}{170229}\cdot\delta_0$$

$$M_c' = \frac{1}{\mu_{bc}}\cdot M_b = +\frac{19150}{170229}\cdot\delta_0 \text{ usw.}$$

β) Einfluß der Winkeländerung $(-\delta_0)$ des Winkels ABC:

$$M_b = \frac{-\delta_0}{|\varepsilon_a^b|+|\varepsilon_c^b|} = -\frac{117592}{170229}\cdot\delta_0$$

$$M_a = -\frac{1}{2}\cdot M_b, \quad M_c' = \frac{1}{\mu_{bc}}\cdot M_b = +\frac{38300}{170229}\cdot\delta_0 \text{ usw.}$$

γ) Einfluß der Winkeländerungen $\frac{\delta_0}{2}$ bezw. $\frac{-\delta_0}{2}$ der Winkel BCG bezw. GCD:

$$\mathfrak{M}_c = \frac{1}{2} \cdot \frac{-\delta_0}{|\varepsilon_g^c| + |\varepsilon_{bd}^c|} = -\frac{36\,686}{170\,229} \cdot \delta_0$$

$$M_c' = \frac{\mu_c}{1-\mu_c} \cdot \mathfrak{M}_c = +\frac{16\,226}{170\,229} \cdot \delta_0$$

$$M_c'' = \frac{1}{\mu_c} \cdot M_c' = -\frac{20\,460}{170\,229} \cdot \delta_0 \text{ usw.}$$

Die Biegungsmomente, die den Änderungen der Winkel CDH, HDE, DEF und EFH entsprechen, sind infolge des symmetrischen Aufbaues des Rahmens gleich den negativen Werten der unter α), β) und γ) berechneten Momente. Nach Summation der zu denselben Querschnitten gehörigen Momente sind

$$M_{a\delta} = -M_{f\delta} = +\frac{261\,208}{170\,229} \cdot \delta_0$$

$$M_{b\delta} = -M_{e\delta} = -\frac{181\,958}{170\,229} \cdot \delta_0$$

$$M_{c\delta}' = -M_{d\delta}'' = +\frac{78\,616}{170\,229} \cdot \delta_0$$

$$M_{c\delta}'' = -M_{d\delta}' = +\frac{61\,815}{170\,229} \cdot \frac{\delta_0}{2}$$

$$\mathfrak{M}_{c\delta} = \mathfrak{M}_{d\delta} = -\frac{95\,417}{170\,229} \cdot \frac{\delta_0}{2}$$

e) $$\Sigma X_i - \frac{Q}{2} = 0.$$

$$3X_a = \mathfrak{M}_{b0} + M_{b\delta} - M_{a0} - M_{a\delta}$$

$$X_a = \frac{27\,345}{56\,743} \cdot \frac{Q}{8} - \frac{147\,722}{170\,229} \cdot \delta_0$$

$$6X_g = \mathfrak{M}_{c0} + \mathfrak{M}_{c\delta}$$

$$X_g = -\frac{2135}{56\,743} \cdot \frac{Q}{24} - \frac{95\,417}{170\,229} \cdot \frac{\delta_0}{12}$$

$$6X_h = \mathfrak{M}_{d0} + \mathfrak{M}_{d\delta}$$

$$X_h = +\frac{550}{56\,743} \cdot \frac{Q}{24} - \frac{95\,417}{170\,229} \cdot \frac{\delta_0}{12}$$

$$3X_f = -M_{e0} - M_{e\delta} + M_{f0} + M_{f\delta}$$

$$X_f = -\frac{400}{56\,743} \cdot \frac{Q}{8} - \frac{147\,722}{170\,229} \cdot \delta_0$$

$$\Sigma X_i = \frac{39\,625}{170\,229} \cdot \frac{Q}{4} - \frac{1\,868\,081}{170\,229} \cdot \frac{\delta_0}{6} = \frac{Q}{2}$$

und daraus:

$$\delta_0 = -\frac{2847}{11\,786} \cdot Q.$$

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Geschichte der Pegel.[1]

Von Regierungsbaurat **G. Jacoby**, Wittenberg.

In zwei von dem Preuß. Bureau für die Hauptnivellements 1923 dem Verfasser freundlichst zur Verfügung gestellten älteren Aktenstücken finden sich Angaben, die es wert sind, als Beitrag zur Geschichte der Pegel bekanntgegeben zu werden. Nachstehend sei nur ein kurzer Auszug mitgeteilt.

Bereits in den letzten Jahrzehnten des 18. Jahrhunderts sind in Deutschland Pegel angewandt worden[2]). Seit 1805, vielleicht schon früher, wird der Wasserstand in Dresden am „Elbmesser" dauernd beobachtet, um Hochwassermeldungen für die Schiffahrt zu erhalten. Die Dresdener Wasserstandslisten zeigen eine der heutigen durchaus ähnliche Form. Das Jahr 1809 — zu welcher Zeit die zeichnerische Darstellung der Wasserstandsbewegung auf Linienpapier, wir würden es Millimeterpapier nennen, schon bekannt war — bringt eine entscheidende Wendung. Der Geheime Staatsrat Sack gibt eine Anregung „über einen bedeutenden Gegenstand der Strompolizei", die Pegel. Für das Ministerium des Innern in Berlin, Sektion für Gewerbepolizei, stellt der Geheime Oberbaurat Eytelwein am 27. Juli 1809 ein Gutachten auf. Er hatte schon längst die Absicht gehabt, eine einheitliche Organisation der Wasserstandsbeobachtungen vorzuschlagen, da es an mehreren Flüssen Preußens „Wassermarqueure" gab, die aber nicht gleichmäßig behandelt wurden. Am 12. August 1809 (vielleicht hat damals und später die Stein-Hardenbergsche Gesetzgebung und Verwaltungsreform 1807/11 mittelbar oder unmittelbar einen Einfluß auf die Verwaltung der bautechnischen Angelegenheiten ausgeübt) ergeht aus Königsberg im Auftrage des Königs eine Umfrage an alle Provinzen. Darauf berichtet z. B. Breslau, daß sich im Bezirk 5 allerdings nicht dauernd beobachtete Wassermarqueure befänden, und die Polizeideputation in Königsberg, daß in Pillau „schon seit langer Zeit Wasserstandsnachrichten aufbewahrt werden, an mehreren andern Orten seit 1801". Aus einem Bericht der Regierung in Stargard geht hervor, daß schon längere Jahre vor 1771 an dem Wassermarqueur in Stettin häufig, im allgemeinen aber nur zu Hochwasserzeiten, Beobachtungen stattfanden. — Man unterschied damals wie noch heute zwischen höchsten, gewöhnlichen und niedrigsten Wasserständen.

In einem auch von Eytelwein unterzeichneten Schreiben der Technischen Oberbaudeputation vom 4. Februar 1810 findet sich das Wort „Pegel", das fortan benutzt wird. Hier wird auch zwischen „Hauptpegeln" und solchen „von nur örtlicher Bedeutung" unterschieden. Besonders wichtig für die weitere Entwicklung ist die am 13. Februar 1810 erlassene „Instruktion, wie die Pegel auf den Strömen und Gewässern gesetzt, der Wasserstand beobachtet und die Nachrichten eingezogen und überreicht werden sollen". Den acht Paragraphen war ein Verzeichnis von 73 Hauptpegeln beigefügt. In einem Schreiben der Oberbaudeputation vom 30. Mai 1810 werden die Pegel an den Nebenflüssen als „Nebenpegel" bezeichnet und für sie eine Liste aufgestellt. Der Erfolg aller Bemühungen zeigte sich bald. 1845 konnte G. Hagen einen Aufsatz[3]) über Vergleichung der Wasserstände an der preußischen Ostseeküste mit den Worten beginnen: „Seit 1811 werden im Preußischen die Wasserstände der Ostsee sowie auch die der schiffbaren und selbst mancher kleineren Flüsse regelmäßig beobachtet und in Tabellen zusammengestellt."

Im Mai 1816 — inzwischen war der Friede von Paris geschlossen und wieder Ruhe in Deutschland eingekehrt; um so höher ist der Fortschritt zu bewerten, der in den Jahren schwerster Kämpfe durchgesetzt war — wird das Setzen von Pegeln auf die restlichen Regierungsbezirke ausgedehnt.

Am 8. Februar 1817 stellt die Oberbaudeputation verschiedene Grundsätze für die Festlegung der Pegelnullpunkte und Vornahme von Stromgeschwindigkeitsmessungen auf. An Deichen und Kanälen sollen alle 50 m Nummernpfähle gesetzt werden, die zugleich als „Festpunkte" bei Nivellements dienen. — Vielleicht schon vor 1820 wird die Angabe der Windrichtung in den Pegellisten angeordnet.

Weitere Vorschriften gibt das Handelsministerium, das inzwischen wohl die Pegel übernommen hat, am 27. September 1822 heraus. Unter anderem wird darin die Aufstellung von „Revisions-Protokollen der jährlichen Revisionen", die in den Akten allerdings schon früher erwähnt werden, geregelt. Sodann bestimmt die Oberbaudeputation am 10. September 1824, daß bei sehr hohen Fluten und sehr niedrigem Wasser an Brücken und anderen festen Bauwerken durch die Ortsvorstände [warum durch diese und nicht durch die Beauftragten der bereits seit langem bestehenden „Wasserbauinspektionen", geht aus dem Wortlaut nicht hervor] Wasserstandsmarken anzubringen sind. — Für wie bedeutsam die Beobachtung der Höhenlage der Pegel gehalten wurde, geht aus einer Anordnung der Oberbaudeputation vom 17. Oktober 1833 hervor, in der die Mitteilung jeglicher Veränderungen der Höhenlage verlangt wird.

Auf Grund von Mängeln, die sich im Laufe der Zeit herausgestellt hatten, erließ der Finanzminister eine neue, von der Oberbaudeputation[4]) verfaßte „Instruktion für die Beobachtung und Zusammenstellung der Wasserstände an den Hauptpegeln" vom 23. August 1845, die von nun an die Grundlage bildete. Dazu gehörte ein „Auszug" der Oberbaudeputation vom 12. Juli 1845, der die nötigen Ausführungsanweisungen enthielt.

[1]) Mit Genehmigung des Bureaus für die Hauptnivellements.

[2]) In dem Lehrbuch „Anfangsgründe der Deich- und Wasserbaukunst" von Albert Brahms, 1756, wird eine Bauart beschrieben. Auf frühere Zeiten und das Altertum soll hier nicht eingegangen werden.

[3]) Poggendorfs Annalen 1845, S. 543.

[4]) Deren Schriftstücke wurden seit um 1840 von Schinkel und G. Hagen unterzeichnet.

Von wesentlichem Einfluß wurde für die Zukunft die „Verordnung über die obere Verwaltung des Bauwesens“ vom 22. Dezember 1849, erlassen von dem Ministerium für Handel, Gewerbe und öffentliche Arbeiten. In diesem fand das Baufach nach langem Umherwandern in der Verwaltung zuerst eine bleibende Stätte, bis es später durch Abtrennung des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten seine eigene Heimat erhielt. — Mit Gründung der Strombauverwaltungen übernahmen diese auch die Pegel. So bestimmt ein Erlaß des Handelsministers vom 27. März 1851, daß die Beaufsichtigung und Beobachtung der Pegel am Rhein, „nachdem die neue Rheinbauverwaltung nunmehr ins Leben getreten ist“, an diese Behörde übergeht.

Erwähnenswert ist ein Gesuch Hagens an das Handelsministerium vom 16. Februar 1857, in dem er unter näherer Begründung bittet, in der Ostsee Beobachtungen über Flut- und Ebbeströmungen anstellen zu lassen. Doch erst etwa ein Jahr später werden „stündliche Beobachtungen in der Ostsee“ angeordnet. — Auch eine technische Absonderlichkeit soll nicht übergangen werden: schwimmende Pegel. Genannt werden sie in einem Schreiben des Handelsministers an den Chef der Landes-Triangulation vom 30. November 1869[5]). — Von der weiteren Entwicklung des Pegelwesens sei nur noch weniges angeführt. Die Instruktion von 1845 wurde am 14. September 1871 durch die „Instruktion über die Beobachtung und Zusammenstellung der Wasserstände an den Hauptpegeln“ ersetzt. In demselben Jahre wurde das Metermaß in die Pegelbeobachtung eingeführt, und zwar mit der Teilung nach je 2 cm. Schwere Bedenken tauchten zuerst auf, ob die Pegelbeobachter und Schiffer sich an das neue Maß würden gewöhnen können, bis 1874 bestimmt wurde, daß die nach Fuß eingeteilten Pegel bis 1876 zu entfernen wären. — Das Geodätische Institut überreichte 1873 dem Minister den Entwurf zu einem selbstschreibenden Pegel des Zivilingenieurs Reitz[6]); heute sind überwiegend die Pegel der Bauart Seibt-Fueß in Anwendung.

[5]) Es wäre sehr zu begrüßen, wenn hierüber technisch-geschichtliche Mitteilungen veröffentlicht würden.

[6]) Ein solcher Pegel wurde für die Weltausstellung in Wien 1873 angefertigt.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. Juli erschienene Heft 14 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Slotnarin: Einiges über die Brücken der Chinesischen Tientsin-Pukow-Eisenbahn. — Prof. Dr.-Ing. E. Kammer: Hilfstafeln zur Berechnung des Balkens über drei ungleichen Öffnungen. — Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Der Deckeneinsturz im Mossehaus und die Fachwelt. — Dr.-Ing. Roll: Kritische Betrachtungen über Hohlsteindecken mit besonderer Berücksichtigung der amtlichen Vorschriften. — Hebung einer Eisenbahnbrücke aus Eisenbeton.

Bahnhofsumbauten der englischen Südbahn. Im Zusammenhang mit der Einführung elektrischen Betriebes auf ihren Londoner Vorortstrecken beabsichtigt die englische Südbahn, die Gleisanlagen ihrer Bahnhöfe Cannon Street, Charing Cross, Holborn Viaduct und Victoria umzubauen. Die umfangreichsten Arbeiten werden diejenigen in Cannon Street sein, wo die Zufahrtgleise und ihre Verbindungen. sowie die Signalanlagen vollständig durch neue ersetzt werden sollen, Man scheint dabei immer noch an dem alten Gebrauch festzuhalten, Weichen und Weichenverbindungen nicht zu berechnen, sondern die richtige Lösung durch Probieren zu finden; die sämtlichen Weichenverbindungen von Cannon Street sollen nämlich auf einem freien Platz zusammengebaut und dann wieder auseinandergenommen und eingebaut werden. Der Einbau, bei dem natürlich die Störungen des Verkehrs auf das mindestmögliche Maß beschränkt werden müssen, wird etwa sechs Wochen dauern und soll bis Ende März 1926 beendet sein. Für die neuen Signalanlagen sind Lichtsignale auch für den Betrieb bei Tage in Aussicht genommen. — Nicht ganz so umfangreich sind die Arbeiten in Holborn Viaduct und Charing Cross. Sie werden zusammen etwa ebensoviel, gegen 170 000 £, kosten wie die Bauten in Cannon Street. Sie sollen auf dem einen Bahnhof noch in diesem Jahr, auf dem anderen bis Juli 1926 beendet werden. — In Victoria soll eine neue Zufahrtstraße gebaut werden, so daß die Droschken auf einer Seite in den Bahnhof ein-, auf der anderen wieder ausfahren können. Auch die Bahnsteige für den Verkehr nach dem Festlande sollen umgebaut werden. Die Kosten sind mit 60 000 £ veranschlagt.

Alle Bahnhöfe der Südbahn, zunächst Victoria, sollen mit neuen Zuganzeigern ausgestattet werden, bei denen der jetzige Handantrieb durch elektrischen Antrieb ersetzt werden wird. In Victoria werden infolgedessen die jetzt aus zwei Gruppen zu je neun bestehenden Bahnsteige von 1 bis 18 durchnumeriert werden müssen. Die beiden Gruppen rühren noch aus der Zeit her, wo die Südost- und Chatham-Eisenbahn und die London-, Brighton- und Südküsten-Eisenbahn zwei getrennte Unternehmen waren, aber schon gemeinsam in den Bahnhof Victoria einmündeten. Die neuen Zuganzeiger werden auch Verspätungen, Vorläufer, Nachbringungszüge u. dergl. erkennen lassen. Wkk.

Neues vom Bau der Saaletalsperre. Nach einer Ausschreibung des Vorsitzenden des Kreisverwaltungsgerichts beabsichtigt die Aktiengesellschaft „Obere Saale“, die Wasserkraft der Saale von Blankenstein bis zur thüringisch-preußischen Grenze oberhalb Walsburg zum Zwecke der Gewinnung von elektrischer Energie auf folgende Weise auszunutzen: 1. den Wasserspiegel der Saale durch eine oberhalb des kleinen Bleiloches zu errichtende Sperrmauer bis zur Höhe von +410 N. N. zu heben und durch Hemmung des. Wasserlaufes eine dauernde Ansammlung von Wasser herbeizuführen; 2. das Wasser der Saale — mit Ausnahme des dem Mutterbett zwischen Sperrmauer und Ausgleichbecken dauernd zugeführten Wassers — oberhalb der unter 1 genannten Sperrmauer mittels Druckstollen abzuleiten und zum Betriebe eines oberhalb der Mündung des Budebaches zu errichtenden Kraftwerkes zu gebrauchen; 3. das zum Betriebe der Turbinen gebrauchte Wasser einem Ausgleichbecken zuzuführen, das bei der sogenannten Kreuzmark etwa 300 m oberhalb der Walsburger Mühle durch eine kleine Sperrmauer abgeschlossen wird und eine nochmalige Ausnutzung einer weiteren Gefällstufe gewährt. Die Aktiengesellschaft beantragt, ihr die endgültige wasserrechtliche Verleihung zu erteilen. Die Zeichnungen, Erläuterungen, Berechnungen und sonstigen Unterlagen können beim Thüringischen Bauamt in Schleiz eingesehen werden.

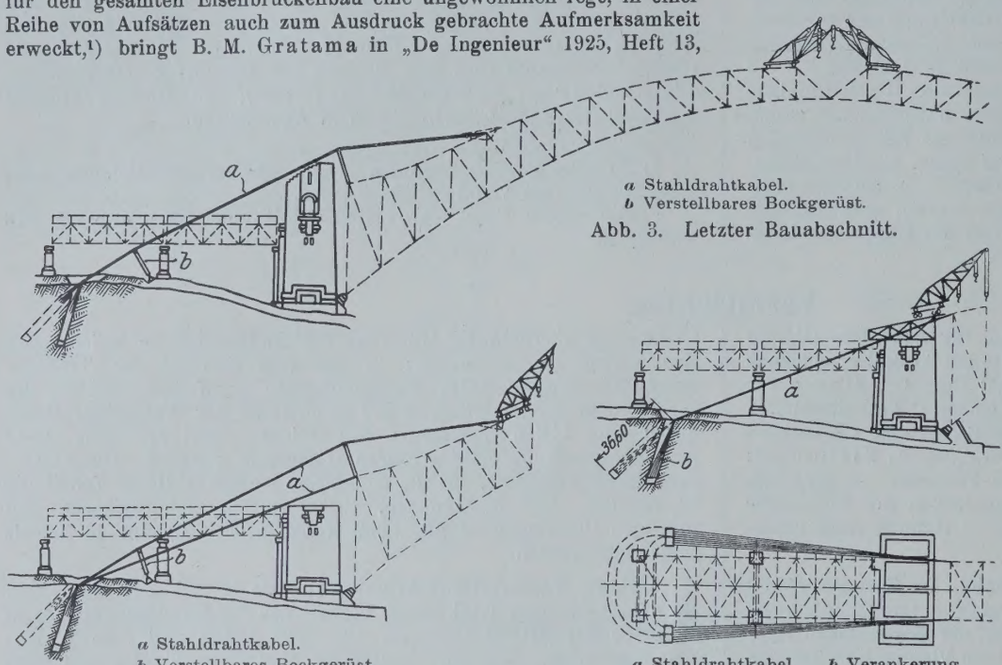
Wiener Wasserleitungskraftwerke. Es ist bekannt, daß Wien ein ausgezeichnetes Trinkwasser besitzt, das der Bundeshauptstadt in zwei Hochquellenleitungen aus dem Süden und dem Westen zugeführt wird. Weniger bekannt ist, daß dieses Trinkwasser auch nützliche Arbeit leistet. Tatsächlich werden schon, wie die D. A. Z. mitteilt, seit der Eröffnung der zweiten Hochquellenleitung in sechs, im Weichbilde Wiens gelegenen Kraftwerken rd. 9 Mill. kWh Strom jährlich erzeugt, die vor allem der Wiener Straßenbahn zugute kommen. An dieser Krafterzeugung sind 90 % des Trinkwassers der zweiten Hochquellenleitung beteiligt.

Der Erbauer dieser Wasserleitung, Dr.-Ing. Karl Kinzer, hatte schon 1900 den Vorschlag gemacht, die Energie des Leitungswassers in Kraftwerken zwischen Lunz und Gaming auszunutzen. Damals widersetzte sich die Gemeindeverwaltung mit ihrem Oberhaupte dem Plane, das Trinkwasser durch Turbinen laufen zu lassen. Ein Jahrzehnt später gelang es indessen Oberbaurat Eduard Bodenseher, die Gemeinde für den Plan zu gewinnen. Die erste Frucht waren die kleinen Kraftwerke in Wien selbst. Der Ausbau der österreichischen Wasserkräfte veranlaßte dann aber auch, der Errichtung der Wasserleitungskraftwerke näherzutreten. Nach dem Plane des Ingenieurs Bodenseher wird eine Gefällstufe der Wasserleitung zwischen den Flüssen Ybbs — bekannt geworden durch das vor kurzem eröffnete Ybbskraftwerk Opponitz — und Erlauf von 224 m in zwei Kraftwerken ausgenutzt, von denen zunächst das obere, das 188 m Nutzgefälle verwertet, in Ausführung ist. Es stehen hier ständig durch das ganze Jahr 2,3 m³ Wasser sekundlich zur Verfügung, die rd. 4600 PS Leistung ergeben. Da die Stromerzeugung ohne Unterbrechung das ganze Jahr hindurch stattfinden kann, ist mit einer Jahresarbeit von 28 Mill. kWh zu rechnen, die sich nach dem Ausbau des unteren Werkes bei Gaming auf rd. 32 Mill. kWh erhöhen wird. Im oberen Krafthause werden zwei Francis-Doppelspiralturbinen von je 4900 PS Leistung aufgestellt werden, so daß auch ein Maschinensatz die ganze Arbeit leisten kann. Für den unwahrscheinlichen Fall, daß beide Maschinensätze dienstuntauglich würden, ist für eine Umleitung des Trinkwassers in den alten Leitungsstollen vorgesorgt, so daß in der Trinkwasserförderung keinerlei Unterbrechung eintreten kann. Das kleinere Kraftwerk wird mit 25,8 m Nutzgefälle 640 PS leisten. Der Anschluß an die 110-Kilovolt-Fernleitung Partenstein—Opponitz—Wien geschieht bei Gresten.

Verbindung Birminghams mit der See. Der größte Plan eines künstlichen Wasserweges, der bisher in England ausgearbeitet worden ist, soll nach der Köln. Volksztg. jetzt verwirklicht werden. Es handelt sich darum, Birmingham und seine Umgebung mit dem Meere zu verbinden, und zwar über den Merseyfluß durch ein weitverzweigtes Kanalsystem. Man hatte bisher eine Verbindung Birminghams mit dem Meer durch den Severnfluß in Aussicht genommen, deren Kosten sich nur auf 60 bis 80 Mill. Mark belaufen würden. Man hat aber jetzt dem Merseyplan den Vorzug gegeben, da Liverpool als Hafen große Vorteile vor Bristol besitzt. Die Kosten für den Plan Birmingham—

Mersey werden auf 200 Mill. Mark geschätzt, wovon 130 Mill. Mark auf den Bau entfallen. Der anzulegende Wasserweg mißt gegen 130 km, und es sollen hier Schiffe von 100 t Inhalt befördert werden, die bis zu den Docks fahren, die nur 200 m von der Stadthalle von Birmingham entfernt sein werden.

Zum Bau der Sydneybrücke, der entsprechend seiner Bedeutung für den gesamten Eisenbrückenbau eine ungewöhnlich rege, in einer Reihe von Aufsätzen auch zum Ausdruck gebrachte Aufmerksamkeit erweckt,[1]) bringt B. M. Gratama in „De Ingenieur“ 1925, Heft 13, einen ausführlichen Bericht. Er behandelt darin im wesentlichen die von der Firma Dorman Long & Co. eingereichten beiden Entwürfe und bespricht besonders eingehend die Möglichkeiten eines wirtschaftlichen und schnellen Zusammenbaues: Nachdem an beiden Ufern die Gründung der Landpfeiler vollendet und diese so hochgeführt sind, daß die an die Hauptöffnung anschließenden Landträger aufgelagert werden können, werden (Abb. 1) diese montiert und wird auf ihnen und dem vorhandenen Pfeilermauerwerk ein Hilfsgerüst aufgestellt, von dem aus die für eine größte Last von 160 t berechneten Krane arbeiten können und dessen Oberkante genau mit derjenigen des Hauptträgerobergurtes bündig liegt. Alsdann werden die Teile des ersten Bogenfeldes zusammengebaut und dieses mit Hilfe der Stahldrahtkabel *a* im festen Boden der Ufer (bei *b*) gehörig verankert.



a Stahldrahtkabel.
b Verstellbares Bockgerüst.

Abb. 3. Letzter Bauabschnitt.

a Stahldrahtkabel.
b Verstellbares Bockgerüst.

Abb. 2. Zweiter Bauabschnitt.

a Stahldrahtkabel. *b* Verankerung.

Abb. 1. Erster Bauabschnitt.

Alsdann werden nach und nach die weiteren Felder des Fachwerkes zusammengebaut in derselben Art, wie dies bei Kragbrücken geschieht, indem die Krane auf dem Obergurt des Bogens stetig vorrücken. Eine zweite Kabelgruppe *a* wird nach Vollendung des vierten Feldes eingezogen (Abb. 2), zu dessen Unterstützung über dem Endständer ein Hilfsportal vorgesehen wird. Vor der Verankerungsstelle befindet sich ein auf Druckwinden gelagertes und somit verstellbares Bockgerüst *b*, über das die Kabel laufen, die nach Erfordernis durch entsprechende Betätigung der Druckwinden angespannt und nachgelassen werden können. Sobald die gesamte Verankerung voll in Wirksamkeit getreten ist, können die beiden Bogenhälften fertig zusammengebaut werden, wobei für die letzten Felder infolge des geringen Gewichts der einzelnen Teile erheblich leichtere Krane verwendbar sind. Nachdem (Abb. 3) alsdann beide Hälften genau eingerichtet sind, wozu die vorgenannten Druckwinden dienen, wird der Bogen geschlossen und werden die leichteren Krane für das Einbauen der Hängestangen und des Fahrbahnträgers verwendet. Ki.

Unsicherheit des französischen Oberbaues. Zwei Unfälle der letzten Zeit auf der Orléansbahn werden auf Mängel des Oberbaues zurückgeführt und haben in Frankreich zu erheblicher Beunruhigung Anlaß gegeben. Bei dem einen Unfall soll eine Schiene unter einem ganz langsam fahrenden Zug gebrochen sein, und es wird daraufhin bemerkt, daß die Orléansbahn noch Doppelkopfschienen von 38 bis 42,5 kg/m Gewicht in ihren Gleisen liegen habe und daß diese Schienen, die schon reichlich alt sind, den Anforderungen, die ein heutiger schwerer und schnell fahrender Zug an das Gleis stelle, nicht mehr gewachsen sind. Bei den anderen französischen Eisenbahnen werden dagegen Breitfußschienen von 46 bis 55 kg/m Gewicht verwendet. Ein Händler mit Altschienen berichtet, er habe einem englischen Walzwerk einen größeren Posten abgenutzter Schienen der Orléansbahn geliefert, die durch Umwalzen auf einen kleineren Querschnitt zur Verwendung in weniger stark belasteten Gleisen wieder verwendbar gemacht werden sollten, ein Verfahren, das, von Amerika ausgehend, neuerdings auch in Europa versuchsweise angewendet zu werden scheint; das Walzwerk hat aber die Abnahme weiterer derartiger Schienen abgelehnt, weil Stücke der ersten Lieferung entweder beim Umwalzen oder schon beim Verladen brachen.

Von seiten der französischen Hüttenwerke wird darauf hingewiesen, daß die Schienen und der Stahl, aus dem sie bestehen, von einwandfreier Beschaffenheit seien; man habe sie aber über das zulässige Maß belastet.

Die Orléansbahn ist auf Grund der vorstehend angedeuteten Vorgänge angewiesen worden, ihre Schnellzugstrecken auf die Tragfähigkeit des Oberbaues zu untersuchen, und der Minister der öffentlichen Arbeiten hat angeordnet, daß die zugelassene Fahrgeschwindigkeit für alle Schnellzüge in ganz Frankreich herabgesetzt wird. Es scheint, als ob die französischen Eisenbahnen zugäben, daß ihr Oberbau verstärkungs- und erneuerungsbedürftig ist, es fehlt ihnen aber an Mitteln, um die erforderlichen Erneuerungsarbeiten auszuführen, die die Tragfähigkeit des Oberbaues auf das heute notwendige Maß bringen würden. Wkk.

[1]) Vergl. u. a. „Die Bautechnik“ 1924, S. 86, 218 und 330, sowie 1925, S. 25 und 125.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahnoberräte Rintelen, Trier, als Abteilungsleiter zur R. B. D. Königsberg (Pr.) und Linack, Breslau, als Mitglied zur R. B. D. Trier; die Reichsbahnräte Rammelsberg, Guben, als Vorstand zum Maschinenamt Glogau, Sondergeld, Recklinghausen, zum Ausbesserungswerk Leinhausen, Friedrich Müller, Oels, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Stendal, Melcher, Breslau, zum Ausbesserungswerk Oels, Guth, Breslau, nach Braunschweig als Leiter der maschinentechnischen Bauabteilung, Grimm, Halle (Saale), zum Ausbesserungswerk Weiden (Opf.), Mühlhausen, Brandenburg West, zum Ausbesserungswerk Stendal, Bohlig, München, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Ludwigshafen (Rhein), Dr.-Ing. Heinrich Meyer, Altona, zur R. B. D. Trier, Dobmaier, Ludwigshafen (Rhein), zum Baukonstruktionsamt in München, Künlen, Stuttgart, als Vorstand zur Bausektion Böblingen, Körner, Olbernhau, zur Betriebsdirektion Leipzig I und Dr. jur. Sperber, Hannover, zur Hauptverwaltung in Berlin; die Reichsbahnbaumeister Hans Günther, Stendal, zum Eisenbahnwerk Brandenburg West und Stroebe, Königsberg (Pr.), zum E. Z. A. in Berlin.

Überwiesen sind: der Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Skutsch von der R. B. D. Berlin zum E. Z. A. in Berlin als Mitglied; die Reichsbahnräte Dr.-Ing. Hartwig vom Oberbaubureau zum Bauamt Dresden-Neustadt, Dr.-Ing. Halank, vom Brückenbaubureau zum Oberbaubureau in Dresden und Siegert vom Bauamt Dresden-Neustadt zum Neubauamt Dresden-Altstadt.

Der Reichsbahnrat Haeseler, Flensburg, ist zum Vorstand der neuerrichteten Bauabteilung 2 Flensburg bestellt worden.

Der Reichsbahnoberrat Herrmann beim E. Z. A. in Berlin ist in den Ruhestand getreten.

Gestorben sind: die Reichsbahnoberräte Martin Mayer, Stuttgart, und v. Forster in Augsburg.

INHALT: Maßgebende Gesichtspunkte bei der Planung von Stadt- und Vorortbahnen. — Einfaches Verfahren zur Berechnung mehrstieliger Rahmenträger. — Beitrag zur Geschichte der Pegel. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Bahnhofsumbauten der englischen Südbahn. — Neues vom Bau der Saaletalsperre. — Wiener Wasserleitungskraftwerke. — Verbindung Birminghams mit der See. — Bau der Sydneybrücke. — Unsicherheit des französischen Oberbaues. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 31. Juli 1925 Heft 33

Ausgestaltungsmöglichkeit der Standseilbahn-Linienführung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. Dr. Eugen Czitary, Wien.

Einleitung.

Die ersten Bergbahnen waren Zahnradbahnen.[1]) Kurz nachdem die Amerikaner den Mount Washington mit Hilfe der Zahnstange bezwangen und so die erste eigentliche Bergbahn schufen, erhielt auch Europa in den Jahren 1870/71 durch Nikolaus Riggenbach seine erste Zahnradbahn, und zwar auf den als Aussichtspunkt bekannten Rigikulm in der Schweiz. Der lebhafte Zuspruch, dessen sich diese Bahn erfreute, und die hierdurch bewirkten günstigen Betriebsergebnisse boten den Anlaß zum Bau weiterer Zahnradstrecken. Das Erträgnis dieser Bahnen blieb jedoch weit hinter dem der Rigibahn zurück und führte zu ernsten Rückschlägen im Bergbahnwesen. Die Ursache des Übels lag einerseits in der hohen Bausumme, anderseits in den großen Betriebskosten, an denen der sehr beträchtliche Energiebedarf der Zahnradbahnen erheblichen Anteil hatte. Man wandte sich daher jetzt einem neuen, in Bau und Betrieb billigeren Bergbahnsystem zu, und dies waren die Standseilbahnen. Schon im Jahre 1877 wurde die erste schweizerische Standseilbahn von Ouchy am Genfer See nach Lausanne eröffnet, der seither viele andere gefolgt sind. Gegenwärtig sind in der Schweiz allein ungefähr ein halbes Hundert solcher Bahnen im Betriebe; aber auch in den benachbarten Ländern hat sich, wenngleich in weit geringerem Maße, dieses Bergbahnsystem ausgebreitet.[2]) Die Zahnradbahnen nahmen nach Überwindung der vorhin geschilderten Krise, die eine Reihe von Verbesserungen und Abänderungen zeitigte, auch wieder an Ausbreitung zu; doch blieb in den Fällen, wo es sich um geringe Bahnlängen, gleichmäßigeren Personenverkehr und geringe Gütertransporte handelte, die Standseilbahn Siegerin. Die Vorteile dieses Bergbahnsystems gegenüber den Zahnradbahnen liegen hauptsächlich in dem weitaus geringeren Energiebedarf, also in der Verbilligung des Betriebes. Während nämlich bei den Standseilbahnen im Bewegungszustande nur für die Nutzlast und die Bahnwiderstände Arbeit geleistet werden muß, kommt bei den Zahnradbahnen noch hinzu die bedeutende Arbeit für das Lokomotiv- und Wagengewicht. Weiter ist bei den Zahnradbahnen die Einhaltung einer bestimmten Höchstneigung notwendig, wodurch Linienentwicklungen erforderlich werden, die die Baukosten vergrößern. Bei den Standseilbahnen ist man dagegen an eine solche Beschränkung der Steigung nicht gebunden, was kurze, zu den Schichtenlinien also nahezu senkrechte Trassen ergibt. In jüngster Zeit ist noch ein drittes, große Erfolge versprechendes Bergbahnsystem — die Schwebeseilbahn — zur Anwendung gelangt, das gegenüber den Standseilbahnen noch geringere Bau- und Betriebskosten aufweist.[3]) Diese Vorteile ergeben sich aus der fast vollkommenen Unabhängigkeit der Linienführung dieser Bahnen von der Bodengestaltung, während die Standseilbahnen nur eine sehr geringe Anpassungsfähigkeit an das Gelände zeigen. Die Schwebeseilbahnen erscheinen demnach als das günstigste System. Man darf aber nicht vergessen, daß ihnen auch die geringste Leistungsfähigkeit zukommt, so daß sie namentlich nur bei schwierigen Geländeverhältnissen und bei zu erwartendem schwachen Verkehr den Standseilbahnen vorzuziehen sind. Ein in Bau und Betrieb billiges und außerdem leistungsfähiges System gibt es bis jetzt noch nicht. Aus diesem Grunde soll es die Aufgabe der folgenden Ausführungen sein, einige Anhaltspunkte für die Ausgestaltungsmöglichkeiten der Standseilbahnen zu geben, die bei Erhöhung der Leistungsfähigkeit auf eine Verminderung ihrer Baukosten durch bessere Anschmiegung an die Bodengestalt abzielen.

Die Betriebssysteme der Standseilbahnen, ihre Vor- und Nachteile.

1. Das Zweiwagensystem.

Dieses System ist bisher fast ausschließlich zur Anwendung gelangt. Es sind hierbei zwei Wagen (*A* und *B*, Abb. 1) durch ein Drahtseil, das am oberen Bahnende über die Umführungsscheibe *S* läuft, verbunden. Bewegt sich der eine Wagen bergwärts, so befindet sich der andere auf der Talfahrt. Sind die Wagen in den Endstationen angelangt, dann muß zwecks Einleitung einer neuen Fahrt der Bewegungssinn umgekehrt werden; es herrscht also Pendelbetrieb. Die Bahn ist gewöhnlich eingleisig und besitzt in der Mitte eine selbsttätige Weiche. Die Anwendung von Krümmungen zur besseren Anschmiegung an das Gelände bereitet keine Schwierigkeiten. Dadurch können die Baukosten herabgesetzt werden. Der Antrieb geschieht entweder durch Wasserballast des abwärts fahrenden Wagens oder durch einen Motor, der mit Hilfe eines Vorgeleges die Scheibe *S* in Bewegung setzt. Die kleinsten Betriebskosten ergeben sich für konstante Betriebskraft, was aber die Ausführung des richtigen Längenschnittes bedingt.[4]) Jede Abweichung von diesem ergibt einen erheblichen Mehrverbrauch an Energie. Bei dem jetzt ausschließlich gebräuchlichen elektrischen Antrieb ist wegen der Überlastungsfähigkeit der Elektromotoren eine besonders strenge Einhaltung des richtigen Längenschnittes nicht notwendig, womit eine gewisse Freiheit in der Linienführung erzielt wird.

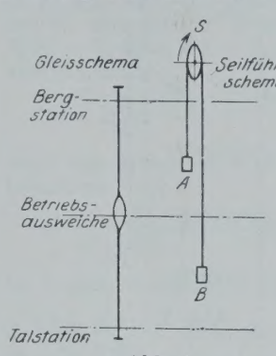


Abb. 1.

Auf die allgemeinen Vorteile dieser auch als Schweizer System oder Stanserhornbahntype bekannten Bauart wurde schon an früherer Stelle hingewiesen. Sie gipfeln in dem geringen Energiebedarf.

Dem Zweiwagensystem haften aber auch eine Reihe von Nachteilen an.[5]) Bei längeren Bahnen sinkt wegen der größeren Fahrtdauer die Leistungsfähigkeit bedeutend, wodurch sich nur eine geringe Eignung derartiger Anlagen für außerordentlichen Stoßverkehr ergibt. Gütertransporte können nur in bescheidenem Maße, etwa mit Hilfe eines Vorsetzwagens durchgeführt werden. Da dem richtigen Längenschnitt große Bedeutung zukommt, so wird man stets bestrebt sein, ihn zur Ausführung zu bringen. Dessen aber auch nur näherungsweise Einhaltung setzt die Anpassungsfähigkeit der Bahn an die Bodengestalt schon wesentlich herab. Große Kunstbauten, die den Bahnbau sehr verteuern, sind deshalb bei den Standseilbahnen durchaus nicht selten.[6])

Die Standseilbahnen würden ein ideales Bergbahnsystem vorstellen, wenn es gelänge, die vorhin aufgezählten Nachteile ganz oder wenigstens zum größten Teile zu beseitigen. In letzter Zeit ist nun ein Weg beschritten worden, der eine brauchbare Lösung zu bringen scheint. Sie ist das erstmalig am steirischen Erzberg durch die Firmen A. E. G. Union und Leo Arnoldi zur Ausführung gebrachte Vierwagensystem, dessen Eigentümlichkeiten und weitere Ausgestaltungsfähigkeit nachfolgend geschildert und untersucht werden sollen.

2. Das Vierwagensystem.

Von der Alpinen Montangesellschaft wurde seinerzeit für die am Erzberg beschäftigten Arbeiter die Kolonie Trofeng am Fuße des Berges geschaffen. Um zu den Arbeitsstellen auf der Höhe des Erzberges zu gelangen, hatten die Arbeiter täglich einen mehrstündigen Weg zurückzulegen. Zufolge der bedeutenden zu ersteigenden Höhe langten die Leute bereits erheblich ermüdet am Ziele an, wodurch die Arbeitsleistung natürlich empfindlich litt. Im Winter waren die auf den Erzberg führenden Steige nahezu ungangbar. Diesen ungünstigen Umständen suchte nun die Alpine Montangesellschaft durch die Erbauung einer Bahn von Trofeng über St. Barbara

[1]) Die nachfolgenden geschichtlichen Angaben sind dem Handbuch für Ingenieurwissenschaften, V. Teil, 8. Bd., Lokomotiv-Steil- und -Seilbahnen entnommen, sowie dem Aufsatze von H. H. Peter in der Schw. Bauztg. Bd. LXXVII, Nr. 21: Fünfzig Jahre schweizerische Bergbahnen.

[2]) Vergl. Armbruster, Die Tiroler Bergbahnen, Verlag für Fachliteratur, Wien.

[3]) Vergl. Armbruster, Die Tiroler Bergbahnen, Verlag für Fachiteratur, Wien.

[4]) Näheres hierüber: v. Reckenschuß, Der theoretische Längenschnitt von Standseilbahnen mit Doppelbetrieb, Organ f. d. Fortschr. im Eisenbahnwesen 1913, Heft 21 bis 24.

[5]) Vergl. H. H. Peter, Fünfzig Jahre schweizerische Bergbahnen, Schw. Bauztg. Bd. LXXVII, Nr. 21.

[6]) Die Mendelbahn in Südtirol weist zwei Viadukte, wovon einer über 100 m lang ist, und zwei Tunnel auf; vergl. Strub, Die Mendelbahn, Schw. Bauztg. Bd. XLII, Nr. 20 bis 23.

zum Berghaus am Erzberg abzuhelfen. Die Frage nach dem Betriebssystem stieß aber wegen des erforderlichen ausgesprochenen Stoßverkehrs auf Schwierigkeiten.

Eine Zahnradbahn wäre zu teuer gewesen. Eine gewöhnliche Standseilbahn hätte nach den vorherigen Darlegungen den gestellten Anforderungen nicht gerecht werden können. Man entschloß sich deshalb nach längeren Studien zur Anwendung einer neuen Bauart, nämlich des Vierwagensystems.

Das Wesen dieses Systems ist folgendes: An jedem Zugseiltrum hängt in der Entfernung der halben Bahnlänge je ein Wagen. Im ganzen sind demnach vier Wagen vorhanden, die nur über die halbe Bahnstrecke pendeln.[7]) Das Vierwagensystem besteht also aus zwei hintereinander liegenden, zwangläufig verbundenen Zweiwagensystemen (Abb. 2). In der Bahnmitte muß eine Umsteigestation angeordnet werden. Die Wagen halten dort entweder neben- oder hintereinander, je nachdem insgesamt drei bezw. zwei Abtsche Ausweichungen ausgeführt werden. Im Grundriß stellt die Strecke einen mehrfach gekrümmten, aber von der unteren bis zur oberen Station stetigen Linienzug vor. Man erkennt, daß dieses System geeignet ist, die doppelte Leistung des Zweiwagensystems zu entwickeln, wodurch es auch zur Bewältigung des Stoßverkehrs geeignet wird.[8]) Der Antrieb ist elektrisch und nach den gleichen Grundsätzen wie beim Schweizer System ausgebildet. Die unteren Seilstücke AC und BD sind schwächer gehalten als das obere AB. Naturgemäß kommt auch hier dem richtigen Längenschnitt eine wichtige Rolle zu. Für seine Herleitung kann man sich die ganze Bahn, entsprechend der obigen Definition des Vierwagensystems, in zwei Teilsysteme zerlegt denken, und erhält dann je einen für die obere und untere Strecke.

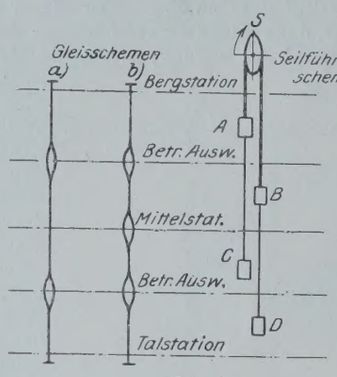


Abb. 2.

Die unter diesen Gesichtspunkten erbaute Erzbergbahn stellt zunächst nur einen Teilerfolg dar. Wohl erscheint durch die neue Anordnung der Nachteil geringer Leistungsfähigkeit längerer Seilsektionen behoben, wobei auf die den Reisenden erwachsende kleine Unbequemlichkeit durch das Umsteigen in Bahnmitte weiter nicht Rücksicht genommen wird. Was jedoch das zweite Übel anbelangt, nämlich die schwache Anschmiegungsmöglichkeit an die Geländegestalt, so ist gegenüber dem Zweiwagensystem, wegen der beregten Verwandtschaft mit diesem, noch kein nennenswerter Fortschritt zu erblicken. Durch die Notwendigkeit von Kunstbauten werden auch bei diesem System die Baukosten beträchtlich sein. Es gibt denn auch bei der Erzbergbahn einen längeren Viadukt, gemauerte Dämme und dergl. mehr. Nichtsdestoweniger wohnt aber gerade dieser neuen Bauart eine Reihe von Eigenschaften inne, die eine Beseitigung des noch vorhandenen Nachteils erlauben. In welcher Weise das geschehen kann, soll nun gezeigt werden.

Die Ausgestaltungsmöglichkeiten des Vierwagensystems.

Des dem Vierwagensystem noch anhaftenden Mangels der schlechten Anpassungsfähigkeit an die Geländegestalt kann man sich auf einfache Art durch Umgestaltung des richtigen Längenschnittes und durch zweckmäßige Abänderung der für die Linienführung geltenden Grundsätze entledigen. Zunächst wird die Frage des richtigen Längenschnittes beim Vierwagensystem behandelt. Wegen der aber schon im vorigen Kapitel besprochenen Zusammenhänge erscheint es notwendig, vorerst noch kurz auf den richtigen Längenschnitt des Zweiwagensystems einzugehen.

1. Der richtige Längenschnitt beim Zweiwagensystem.

Wie bereits bekannt, entspringt der richtige Längenschnitt der Forderung nach konstanter Betriebskraft. Mit dieser müssen für jede Wagenstellung alle auftretenden Kräfte ein Gleichgewichtsystem bilden. Von diesem Gesichtspunkte aus wurde der richtige Längenschnitt unter Berücksichtigung aller rechnerisch erfaßbaren Einflüsse erstmalig durch Alphonse Vautier hergeleitet.[9]) Bei der in Wirklichkeit nicht ganz zutreffenden Annahme, daß gleichen Strecken der geneigten Bahnlinie gleiche Horizontalprojektionen entsprechen, erhielt er eine quadratische Parabel. Prof. v. Reckenschuß gebührt das Verdienst, 1913 die Berechnung streng durchgeführt zu haben; er gibt eine gemeine Zykloide als richtigen Längenschnitt an.[10])

Die Parabel ist einfach in ihrer Berechnung, die Zykloide dagegen umständlich in ihrer Festlegung bei der Entwurfsaufstellung. Zufolge der von Vautier eingeführten Näherung ergibt sich bei Ausführung der Parabel im Betriebe wohl keine konstante Zugkraft. Sie ist zu Beginn der Fahrt am größten, am Ende der Fahrt am kleinsten, und die Schwankungen betragen gegenüber dem Mittel rd. $\pm$ 15%. Aber auch bei Verwendung der Zykloide erhält man keine gleichmäßige Zugkraft, weil eine Reihe von Einflüssen sich bei der Herleitung des richtigen Längenschnittes rechnerisch nicht erfassen lassen. Dies sind die Krümmungswiderstände der Bahn, Windkräfte, Schnee und dgl. Die neuzeitlichen Standseilbahnen haben ausnahmslos elektrischen Antrieb. Bei diesem kommt es auf eine strenge Einhaltung des richtigen Längenschnittes, wie schon an früherer Stelle erwähnt, nicht an, was übrigens in den seltensten Fällen wegen der Geländegestalt möglich sein wird. Wesentlich dagegen ist, daß die Umfangskraft an der Antriebscheibe für die ganze Fahrt einen stetigen Verlauf mit nicht zu großen Änderungen zeigt, also Belastungspitzen vermieden werden. Dies wird aber durch die Parabel ebenso wie durch die Zykloide erreicht. Es sei daher in den nachfolgenden Berechnungen für das Vierwagensystem von der Vautierschen Näherung Gebrauch gemacht.

2. Der richtige Längenschnitt beim Vierwagensystem.

a) Bei Zerlegung in zwei Zweiwagensysteme.

Es wurde früher der Satz ausgesprochen, daß das Vierwagensystem aus zwei zwangläufig miteinander verbundenen und hintereinander angeordneten Zweiwagensystemen zusammengesetzt gedacht werden kann. Diese Zerlegung ist vom Standpunkte der Theorie die nächstliegende und auch durch den Werdegang der neuen Bauart begründet. Obwohl, wie schon betont, bei einer derartigen Auffassung eine Anschmiegung an das Gelände nicht erreicht wird,[11]) so erscheint es dennoch zweckmäßig, zumindest die mathematischen Gesichtspunkte für die Längenschnittberechnung mitzuteilen, einerseits weil das Problem der Bestimmung des richtigen Längenschnittes beim Vierwagensystem hier gleichsam im Grundfall vorliegt und anderseits dadurch bereits eine Reihe von Anhaltspunkten für die später durchgeführte Umgestaltung des Höhenplanes geschaffen wird.

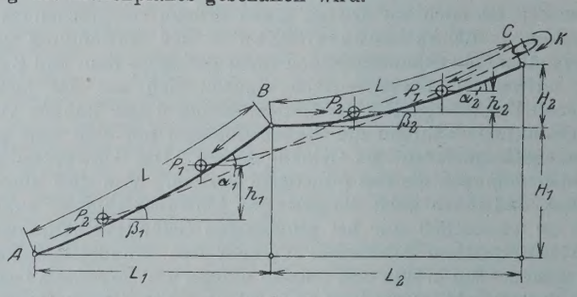


Abb. 3.

In Abb. 3 ist der Längenschnitt veranschaulicht. Das untere Zweiwagensystem umfaßt die Strecke $\overline{AB}$, das obere die Strecke $\overline{BC}$. Für die Rechnung wird vorausgesetzt, daß die beiden bergwärts

[7]) Die erstmalige Beschreibung des Vierwagensystems befindet sich in Dr. E. Seefehlner und H. H. Peter, Die elektrische Zugförderung, Julius Springer, Berlin.

[8]) Gemeint ist natürlich gegenüber einem Zweiwagensystem gleicher Wagengröße, denn man könnte sich auch ein Zweiwagensystem mit doppelt so großen Wagen denken, das dann die gleiche Leistung wie das Vierwagensystem zu entwickeln vermag. Abgesehen von den vergleichsweise hohen Baukosten eines derartigen Zweiwagensystems stellt bei reinen Personenbahnen, und um solche handelt es sich hier, auch die Zugfolgezeit allein eine Art Maßstab für die Leistungsfähigkeit dar, und diese ist beim Vierwagensystem nur halb so groß wie beim Zweiwagensystem. Für die Reisenden ist es nämlich gewiß nicht gleichgültig, ob sie beispielsweise 15 Minuten oder eine halbe Stunde auf ihre Beförderung warten müssen.

[9]) Vergl. A. Vautier, Etude des chemins de fer funiculaires, A. Lévy-Lambert, Chemins de fer funiculaires, Transports aériens und K. Walloth, Die Drahtseilbahnen der Schweiz, Verlag Kreidel, Wiesbaden.

[10]) Siehe R. v. Reckenschuß, Der theoretische Längenschnitt der Standseilbahnen mit Doppelbetrieb. Nach Fertigstellung des Aufsatzes sind dem Verfasser Veröffentlichungen über den gleichen Gegenstand von Peter in Zürich, Schweiz. Bauztg., Bd. LXXXIII, Nr. 6 und Dr. Bäseler in München, Zeitschr. f. Bauwesen, Jahrg. 1923, Heft 4 bis 6 zu Gesicht gekommen, deren letztere (insbesondere soweit sie den Wasserballastbetrieb betrifft) sehr verdienstvolle Klarstellungen in der früher zum Teil recht unübersichtlich behandelten Längenschnittfrage bringt.

[11]) Die beliebig wählbare Höhenlage der Mittelstation verbessert die Verhältnisse nur unwesentlich.

fahrenden Wagen gleiches Gewicht haben, und ebenso die beiden auf der Talfahrt befindlichen. Diese Annahme dürfte im allgemeinen immer zutreffen, weil das neue System nur dann seinen Zweck voll erfüllt, wenn beide Strecken die gleiche Frequenz aufweisen. Die hier gemachte Voraussetzung wird deshalb auch allen künftigen Untersuchungen zugrunde gelegt, ohne daß dies ausdrücklich bemerkt wird. Die unteren Wagen sind an den oberen durch Seile vom Metergewicht p_1 und dem Seilleitungswiderstande S_1 befestigt (Abb. 4). Das die beiden oberen Wagen verbindende und über die Antriebscheibe laufende Seiltrum hat das Gewicht p_2 und den Seilleitungswiderstand S_2. Für die Zerlegung in die beiden Teilsysteme denkt man sich die Verbindung der unteren Seile mit den oberen Wagen gelöst und das stärkere obere Seil über seine ganze Länge so zerschnitten, daß zwei Stränge vom Einheitsgewicht p_1 und $\Delta p = p_2 - p_1$ entstehen. Wie aus Abb. 5 ersichtlich, erhält man durch eine solche Zerschneidung zwei eigentlich unabhängige Zweiwagensysteme, die bloß eine gemeinsame Antriebscheibe besitzen. Das eine System hat das Seilgewicht p_1 und den Seilleitungswiderstand $S_1 + \frac{S_1}{2}$, das andere das Seilgewicht Δp und den Seilleitungswiderstand $\Delta S = S_2 - \frac{S_1}{2}$. Von dieser Betrachtung ausgehend, kann man jetzt den richtigen Längenschnitt nach den früher genannten Verfahren für jede der beiden Teilstrecken getrennt herleiten.

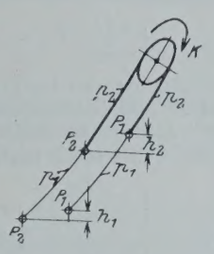


Abb. 4.

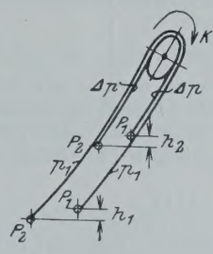


Abb. 5.

b) Bei gegebener Gestalt einer Teilstrecke oder nicht zusammengehöriger Stücke beider Teilstrecken.

Um nun der schlechten Anschmiegungsmöglichkeit der Bahn an das Gelände abzuhelfen, soll von folgender Überlegung ausgegangen werden.[12])

Bei der früher beschriebenen Herleitung des richtigen Längenschnittes für das Vierwagensystem besteht zwischen den beiden Höhenplänen der Teilstrecken eigentlich keine Abhängigkeit. Sie läßt sich aber herbeiführen, wenn man entweder den Längenschnitt einer Teilstrecke oder nicht zusammengehörige Teile beider Bahnabschnitte beliebig wählt und gleichzeitig die Forderung erhebt, daß der Gesamtlängenschnitt der Bahn wieder ein richtiger sei. Daraus sind die Gesetze ableitbar, nach denen sich die beiden Teillängenschnitte gegenseitig beeinflussen. Kennt man diese Gesetze, dann bereitet es keine Schwierigkeiten mehr, den Gesamtlängenschnitt so zu formen, daß er sich in hohem Maße dem Gelände anpaßt.[13]) In Abb. 6 stelle nun $\overline{A\,B\,C}$ den richtigen Gesamtlängenschnitt einer Doppelbahn und $\overline{A\,B}$ den willkürlich gewählten Höhenplan der unteren Teilstrecke vor. Bedeutet außer den schon bekannten Größen noch

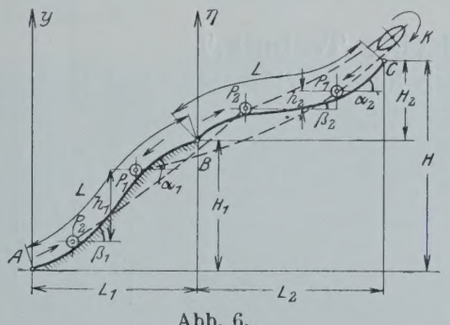


Abb. 6.

P_1 das Gewicht des leer talwärts fahrenden Wagens,
P_2 das des voll besetzt steigenden Wagens,
K die Umfangskraft an der Antriebscheibe,
r den Laufwiderstand der Wagen,

und nimmt man an, daß bezüglich des Reibungsbeiwertes $\cos\alpha_1 = \cos\beta_1 = \cos\alpha_2 = \cos\beta_2$ gesetzt werden kann, so lautet die Gleichgewichtsbedingung für die ganze Bahn bei der in Abb. 6 dargestellten Wagenstellung: $P_1 \sin\alpha_1 + P_1 \sin\alpha_2 + K = P_2 \sin\beta_1 + P_2 \sin\beta_2 + 2(P_1 + P_2) r + \Delta p\, h_2 + p_1 h_1 + S_1 + S_2$. Vertauschen die Wagen ihre Stellungen im Verlaufe der Fahrt, so gilt: $P_1 \sin\beta_1 + P_1 \sin\beta_2 + K = P_2 \sin\alpha_1 + P_2 \sin\alpha_2 + 2(P_1 + P_2) r - \Delta p\, h_2 - p_1 h_1 + S_1 + S_2$. Durch Addition der beiden Gleichgewichtsbedingungen ergibt sich:

$$(1)\qquad \left\{\begin{aligned}&\Big[(\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2) + (\sin\beta_1 + \sin\beta_2)\Big]\\ &\qquad = \frac{2\Big[K - 2r(P_1 + P_2) - (S_1 + S_2)\Big]}{P_2 - P_1}.\end{aligned}\right.$$

Werden die beiden obigen Gleichgewichtsbedingungen voneinander subtrahiert, so erhält man:

$$(2)\qquad \left\{\begin{aligned}&\Big[(\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2) - (\sin\beta_1 + \sin\beta_2)\Big]\\ &\qquad = 2 \cdot \frac{\Delta p\, h_2 + p_1 h_1}{P_1 + P_2}.\end{aligned}\right.$$

Es ist jetzt noch eine Beziehung für die Umfangskraft an der Antriebscheibe erforderlich. Man gewinnt sie aus der Arbeitsgleichung: $P_1 H_1 + P_1 H_2 + K L = P_2 H_1 + P_2 H_2 + 2(P_1 + P_2) r L + (S_1 + S_2) L$ und bekommt:

$$(3)\qquad K = \frac{(P_2 - P_1) H + 2(P_1 + P_2) r L + (S_1 + S_2) L}{L}.$$

Wird nun K aus Gl. 3 in Gl. 1 eingeführt, so nimmt letztere die Gestalt an

$$(4)\qquad \Big[(\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2) + (\sin\beta_1 + \sin\beta_2)\Big] = \frac{2H}{L}.$$

Gl. 2 jetzt additiv der Gl. 4 zugefügt, ergibt $\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2 = \frac{H}{L} + \frac{\Delta p\, h_2 + p_1 h_1}{P_1 + P_2}$. Setzt man darin $\frac{H}{L} = A$, $\frac{\Delta p}{P_1 + P_2} = B_2$, $\frac{p_1}{P_1 + P_2} = B_1$, dann lautet die zuvor aufgeschriebene Gleichung

$$(5)\qquad \sin\alpha_1 + \sin\alpha_2 = A + B_2 h_2 + B_1 h_1.$$

Sie ist die Bedingungsgleichung des richtigen Längenschnittes der ganzen Bahn.

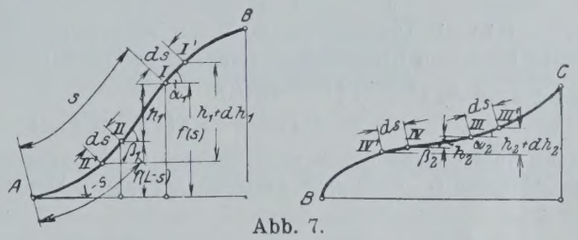


Abb. 7.

In Abb. 7 bezeichnen I, II, III und IV zusammengehörige Wagenstellungen. Nach einem Zeitelement sind die Wagen nach I′, II′, III′ und IV′ gelangt. Man kann deshalb die Beziehungen aufstellen $d h_1 = ds\,(\sin\alpha_1 + \sin\beta_1)$ und $d h_2 = ds\,(\sin\alpha_2 + \sin\beta_2)$. Die Addition der beiden gibt $d h_1 + d h_2 = ds\,[(\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2) + (\sin\beta_1 + \sin\beta_2)]$. Wird in dieser Gleichung für den Klammerausdruck der Wert aus Gl. 4 eingesetzt und integriert, so folgt $h_1 + h_2 = s \cdot \frac{2H}{L} + C$, wobei sich die Integrationskonstante aus der Überlegung bestimmt, daß für die Endstellungen der Wagen $s = L$ und $h_1 + h_2 = H_1 + H_2 = H$, somit $C = -H$ ist. Das Integral hat also, wenn außerdem h_1 auf die andere Seite gebracht wird, die Form

$$(6)\qquad h_2 = s \cdot \frac{2H}{L} - H - h_1.$$

Durch Einführung des Wertes von h_2 aus Gl. 6 in die Bedingungsgleichung 5 bekommt man schließlich die Beziehung

$$(7)\qquad \sin\alpha_1 + \sin\alpha_2 = A + B_2\left(s \cdot \frac{2H}{L} - H - h_1\right) + B_1 h_1.$$

Sie stellt gleichsam die Grundgleichung für den richtigen Längenschnitt der oberen Teilstrecke vor, dessen Berechnung daraus nachstehend wiedergegeben ist:

Durch einige Umformungen nimmt die Grundgleichung zunächst die Gestalt $\sin\alpha_1 + \sin\alpha_2 = A + 2A B_2 s - B_2 H + (B_1 - B_2) h_1$ an. Nun wird für h_1 aus dem bekannten unteren Teillängenschnitt die Differenz der entsprechenden Ordinaten in die geänderte Grundgleichung eingeführt. Bezeichnet $y = F(x) = f(s)$ die Kurvengleichung des unteren Längenschnittes, so gilt nach Abb. 7 für zwei zusammengehörige Wagenstellungen $h_1 = f(s) - f(L - s)$. Schreibt man noch statt der Winkelfunktionen die entsprechenden Differentialquotienten, so erhält man $\frac{dy}{ds} + \frac{d\eta}{ds} = A + 2B_2 s - B_2 H + (B_1 - B_2)[f(s) - f(L - s)]$ und nach Multiplikation mit ds: $dy + d\eta = A\,ds + 2A B_2 s\,ds - B_2 H\,ds + (B_1 - B_2)[f(s) - f(L - s)]\,ds$.

[12]) Durch Vergrößerung des Seilgewichtes über das notwendige Maß eine Anpassung der nach Abschnitt 2a festgelegten Teillängenschnitte an die Geländeform herbeizuführen, muß wegen der äußerst ungünstigen Beanspruchung eines so starken Seiles auf den Antriebscheiben als unwirtschaftlich und deshalb verfehlt bezeichnet werden.

[13]) Die Anregung hierzu verdanke ich Herrn Prof. Ing. Robert Findeis an der Technischen Hochschule in Wien.

Die Integration der Differentialgleichung ergibt: $\eta = As + A B_2 s^2 - B_2 Hs + (B_1 - B_2)\left[\int_0^s f(s)\,ds - \int_0^s f(L-s)\,ds\right] - f(s) + C.$

Da für $s = 0$ auch $\eta = 0$ sein muß, wird die Integrationskonstante $C = 0$. Durch einige Vereinfachungen folgt dann

$$(8)\quad \begin{cases} \eta = A B_2 s^2 + A\,(1 - B_2 L)\,s \\ \quad + (B_1 - B_2)\left[\int_0^s f(s)\,ds - \int_0^s f(L-s)\,ds\right] - f(s). \end{cases}$$

Diese Gleichung gibt den Ausdruck für den Längenschnitt der oberen Teilstrecke, wenn jener der unteren Strecke beliebig gewählt wurde. Für die praktische Verwendung muß jedoch die Gl. 8 noch eine geeignete Umgestaltung erfahren. Es wird daher zuerst die Bedeutung der Integrale in der eckigen Klammer zu untersuchen sein. Man erhält unter Beachtung der Abb. 8, bei der für den unteren Teillängenschnitt zu den Ordinaten nicht die zugehörigen Abszissen x, sondern die entsprechenden Bogenlängen s aufgetragen sind $(L - s = s')$:

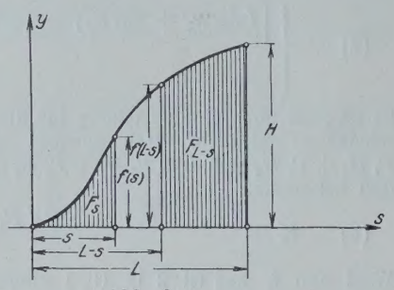


Abb. 8.

$$\int_0^s f(s)\,ds - \int_0^s f(L-s)\,ds = \int_0^s f(s)\,ds + \int_0^s f(L-s)\,d(L-s)$$
$$= \int_0^s f(s)\,ds - \int_s^0 f(s')\,ds' = \int_0^s f(s)\,ds - \int_{L-s'}^{L} f(s')\,ds'$$
$$= \int_0^s f(s)\,ds - \int_{L-s}^{L} f(s)\,ds = F_s - F_{L-s}.$$

$(F_s - F_{L-s})$ ist die Differenz der in Abb. 8 schraffierten Flächen. Demgemäß kann man jetzt die Gl. 8 vereinfacht schreiben:

$$(9)\quad \begin{cases} \eta = A B_2 s^2 + A\,(1 - B_2 L)\,s \\ \quad + (B_1 - B_2)\,(F_s - F_{L-s}) - f(s). \end{cases}$$

Die zweite Änderung besteht in der Reduktion der Kurvengleichung auf die Abszissen ξ. Nach dem eingangs erwähnten Vautierschen Näherungsverfahren gilt $\frac{x}{s} \doteq \frac{L_1}{L}$, $\frac{\xi}{s} \doteq \frac{L_2}{L}$ und daraus $s \doteq \frac{L}{L_1} \cdot x$ bezw. $s \doteq \frac{L}{L_2} \cdot \xi$. Dementsprechend müssen auch die Flächen F_s und F_{L-s} umgewandelt werden: $F_s \doteq \frac{L}{L_1} \cdot F_x$, $F_{L-s} \doteq \frac{L}{L_1} \cdot F_{L_1 - x}$. Setzt man diese Werte in Gl. 9 ein, so nimmt sie die endgültige Form

$$(10)\quad \begin{cases} \eta = \frac{H B_2 L}{{L_2}^2} \cdot \xi^2 + \frac{H}{L_2}(1 - B_2 L)\,\xi \\ \quad + \frac{L}{L_1}(B_1 - B_2)\,(F_x - F_{L_1 - x}) - y \end{cases}$$

an, in der sie zur Berechnung des Längenschnitts der oberen Teilstrecke geeignet erscheint. Schließlich muß noch darauf verwiesen werden, daß nach der Vautierschen Annahme zwischen zusammengehörigen Punkten beider Teilstrecken auch die Beziehung

$$(11)\qquad \xi = \frac{L_2}{L_1} \cdot x$$

besteht. Man darf daher zusammenfassend sagen:

Ist der untere Teillängenschnitt gegeben, so wird durch die Gl. 10 und 11 zu jedem Punkte (x, y) der unteren Strecke ein solcher (ξ, η) der oberen Teilstrecke eindeutig bestimmt; der Gesamtlängenschnitt ist dann ein richtiger.[14])

Es bedarf wohl nicht erst eines besonderen Beweises, daß der vorhin ausgesprochene Satz auch umkehrbar ist, das heißt, daß man zu gegebenem oberen Teillängenschnitt den unteren bloß durch sinngemäße Abänderung der Gl. 10 und 11 findet. Da die der Ableitung zugrunde gelegten Wagengewichte nur im Nenner der Ausdrücke B_1 und B_2 als Summen vorkommen, wird bei Ausführung des richtigen Längenschnittes die Zugkraft immer dann konstant sein, wenn die Summe der im betreffenden Betriebsfall auftretenden Bruttogewichte den gleichen Wert ergibt. Hiermit ist der Gültigkeitsbereich des richtigen Längenschnittes eindeutig umschrieben.

[14]) Will man den Längenschnitt genauer erhalten, als dies mit der Vautierschen Näherung möglich ist, so kann man etwa die von Dr. Bäseler vorgeschlagenen Näherungsverfahren benutzen, wobei die Gl. 9 unter Annahme, daß gleichen Strecken des Längenschnitts gleiche Strecken der Bahnsehne entsprechen, auf ein schiefliegendes Koordinationssystem bezogen wird, oder man trägt die Differenzengleichung punktweise auf, zu welchem Zweck man sie in der Form: $\Delta\eta = A\Delta s + 2 A B_2 s \Delta s - B_2 H \Delta s + (B_1 - B_2)(y_s - y_{L-s})\Delta s - \Delta y$ schreibt.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

25 Jahre amerikanischer Technik.[1])

Eindrücke von zwei Studienreisen nach Nordamerika 1898[2]) und 1924.

Von Geheimrat **Buhle**, Professor in Dresden.

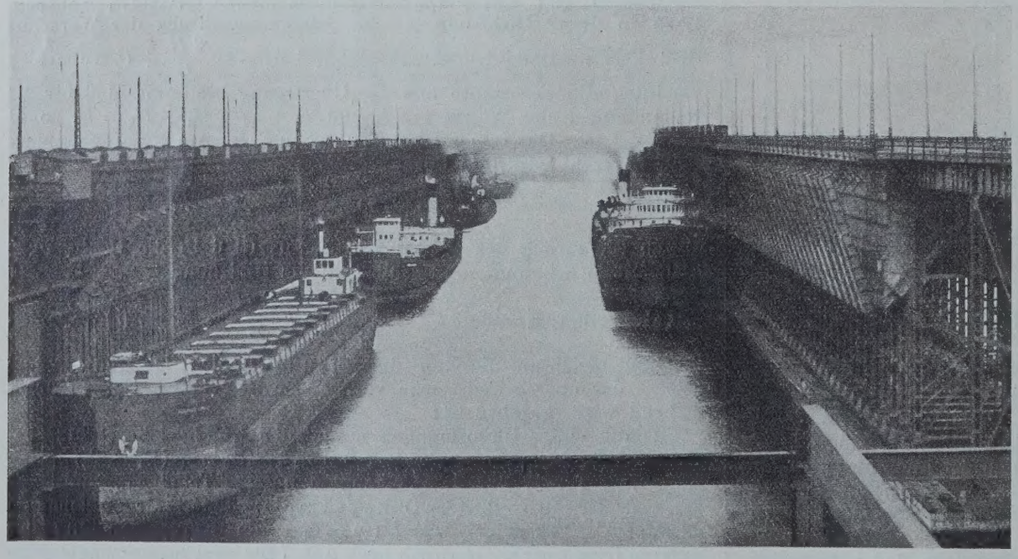


Abb. 1. Eisenerz-Docks in Duluth, Minn. Gegenwärtiger Zustand. (Missabe & Northern-Eisenbahn-Gesellschaft).

Wenn es richtig ist, daß der Beruf als der schwierigste gilt, der die größte Verantwortung mit sich bringt, so folgt auf den in Ausübung seines Amtes tätigen Strategen der Ingenieur. Letzterem obliegt als dem Hauptträger des Kulturfortschrittes, möglichst ebenso frühzeitig, wie der Kaufmann es zu tun pflegt, auf weiten Reisen sich mit eigenen Sinnen einen Weltmaßstab anzueignen und dadurch ausgleichend sowohl technisch verbessernd und durch praktische Organisation zugleich allseitig fördernd zu wirken. Insbesondere der Verkehrsingenieur, dem die technische Ausbildung der Eisenbahn- wie der Hebe- und Transportmaschinen übertragen ist, hat die schwierige Aufgabe, die am wenigsten menschenwürdige und außerdem heutzutage meist unzulängliche Arbeit der Lastenbewegung durch belebte Motoren (Mensch und Tier), durch Einführung und Vervollkommnung mechanisch betriebener Einrichtungen immer

[1]) Auszug aus einem Vortrage, der in der Sitzung vom 19. Mai 1925 in der Deutschen Maschinentechnischen Gesellschaft in Berlin gehalten wurde; vgl. hierzu „Die Bautechnik“ 1924, S. 639 (Nachtrag), sowie „Fördertechnik und Frachtverkehr“ 1925, S. 37, 80, 98, 110 u. 143.

[2]) Über die erste Reise vgl. Z. d. V. d. I. 1899, S. 270.

Abb. 2a.

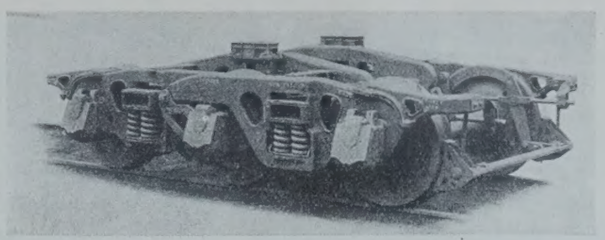


Abb. 2b.

Abb. 2a u. b. Eiserner Großgüterwagen der Pressed Steel Car Co., Pittsburg, Pa. (Inhalt rd. 109 000 kg.)

wirtschaftlicher zu gestalten. Man sucht heute überall den Betrieb durch zeit- und arbeitsparende mechanische Vorrichtungen unter gleichzeitiger Vergrößerung der Betriebssicherheit zu verbilligen und die Handhabung der oft schnell anwachsenden Massen zu bewältigen.

Die Hauptanregung zu meiner ersten (bis nach San Francisco führenden) Amerikafahrt hatten die Kruppwerke in Essen und Rheinhausen gegeben, nachdem ich vorher durch Studien in Deutschland, Österreich-Ungarn, Skandinavien, England, Holland und Belgien einen guten europäischen Überblick gewonnen hatte. Treffliche Einführungsbriefe von einflußreichen Behörden und Persönlichkeiten (Krupp, Pintsch, Ballin usw.) gestalteten die $3^1/_2$ monatige Reise zur schönsten und erfolgreichsten meiner bis dahin unternommenen Studienfahrten.

Abb. 3. Pennsylvania Station in New York, 7. Avenue und 32./33. Straße (rd. 240 × 131 m²).

Auch die gründliche Kenntnis der Landessprache und die besondere Beachtung der wirtschaftlichen Verhältnisse haben viel zu dem großen Erfolge beigetragen, der später in zahlreichen Vorträgen, Abhandlungen in der Fach- und Tagespresse, sowie in mehreren Bücherwerken zum Ausdruck gekommen ist und mir 1902 den Lehrstuhl für Transportwesen usw. an der Dresdner Technischen Hochschule eingetragen hat. Ich muß es mir leider versagen, im einzelnen auf so manche auch heitere Erlebnisse einzugehen, durch die Amerika und seine Bewohner gezeichnet würden.

Nach der Zehn-Tage-Überfahrt auf dem 20000-t-Hapag-Dampfer „Pennsylvania“ und einem kurzen Aufenthalt in New York reiste ich über Boston, Albany, Montreal und Niagarafalls nach Buffalo. Dort war seinerzeit gerade der größte Getreidesilo der Welt

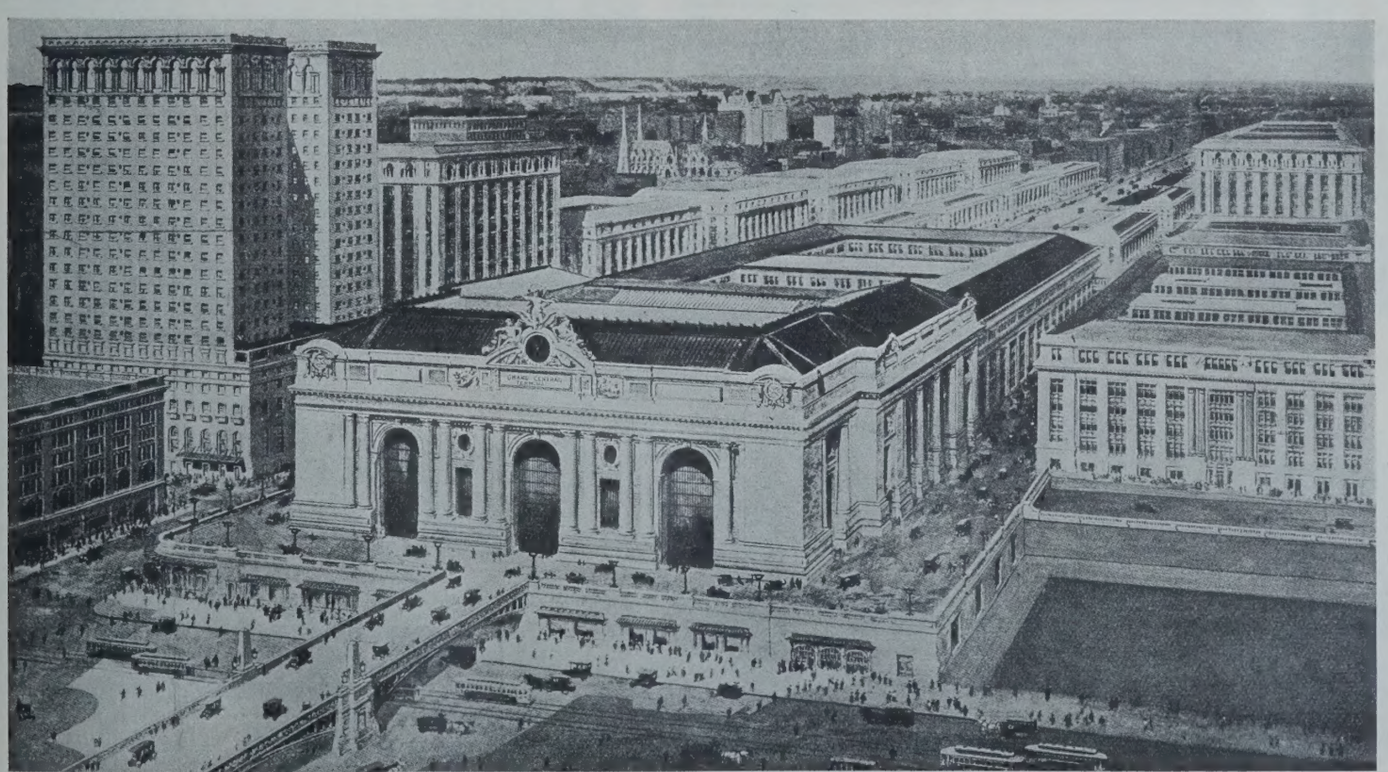


Abb. 4. Grand Central Endstation in New York. (Park Avenue und 42. Straße; rd. 205 × 95 m²).

Abb. 5a. Brooklyn-Brücke.

Abb. 6a. Manhattan-Brücke.

Abb. 7a. Williamsburg-Brücke.

Abb. 8a. Queensborough-Brücke.

(1 280 000 Zentner) errichtet. Das führte zu einem Vergleich mit den schönen deutschen Kornspeichern [3]), die den Beweis dafür erbracht haben, daß Nutzbauten gerade so gut wie Kunstbauten in ihrem Äußern künstlerisch gestaltet werden können, ohne an Zweckmäßigkeit einzubüßen. Über den Erie-See ging die Reise weiter nach Cleveland (Ohio), woselbst in der Hauptsache die damals das Staunen der Welt erregenden, an 100 m langen Erzverladebrücken studiert wurden. Wir haben seinerzeit viel von Amerika gelernt. Gegenwärtig werden von Deutschland aus derartige Verlader nach Holland geliefert, die 200 m (!) Katzenfahrt aufweisen und mit Greifern ausgerüstet sind, die mit einem einzigen Hub 30 000 kg (!) Erz heben können.[4]) Die gewaltigen Erzmengen werden vor allem in Chicago und Pittsburg gebraucht, woselbst in den wenigen Sommermonaten auch die Wintervorräte namentlich von Duluth aus über die großen Binnenseen befördert werden müssen (Abb. 1).[5])

Die in drei Wochen ausgeführte Reise von Minneapolis (Kornzentrum) über den Yellowstone-Park (Geyser) nach Frisco und von dort über Saltlake-City (Mormonen) nach

[3]) Buhle, Die Speicher im Berliner Westhafen, „Die Bautechnik“ 1924, S. 140 ff. u. 1925, S. 1 ff.; vgl. hierzu Buffalo-Silo: Buhle, Glasers Annalen 1898, I, S. 187 ff.

[4]) Buhle, „Die Bautechnik“ 1924, Heft 12, S. 139.

[5]) Buhle, Technische Hilfsmittel zur Beförderung und Lagerung von Kohlen und Eisenerzen, Z. d. V. d. I. 1900, S. 509 ff.; derselbe, Zur Frage der Bewegung und Lagerung von Hüttenrohstoffen, „Stahl u. Eisen“ 1906, S. 641 ff; ebenda S. 855, Abb. 46: Die frühere, in Holz ausgefürte Bauart dieser Erztaschen. — Über neuzeitliche Erzschiffe s. Z. d. V. d. I. 1925, S. 671.

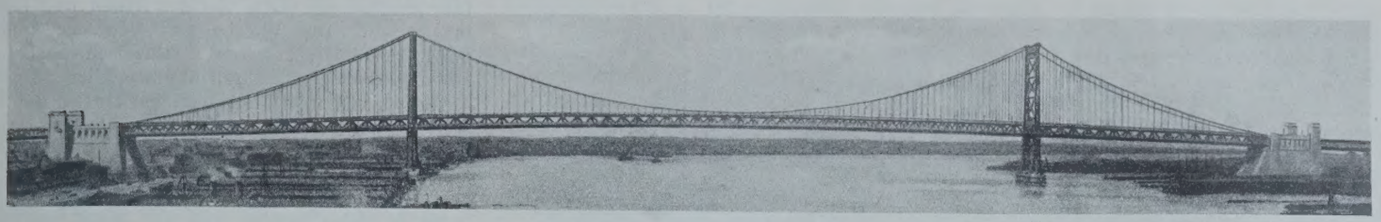


Abb. 9a. Brücke über den Delaware-Fluß von Philadelphia nach Camden (im Bau).

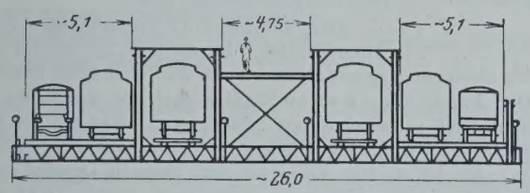


Abb. 5b. Brooklyn.

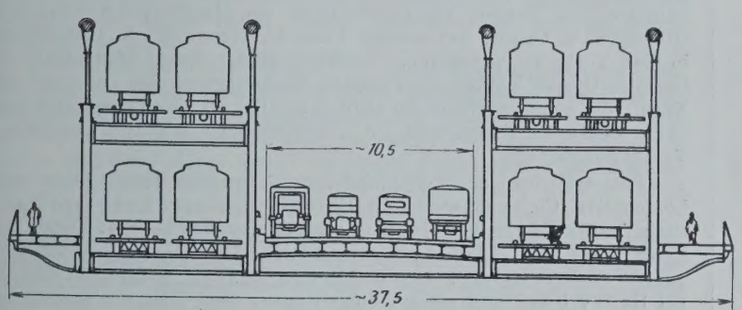


Abb. 6b. Manhattan.

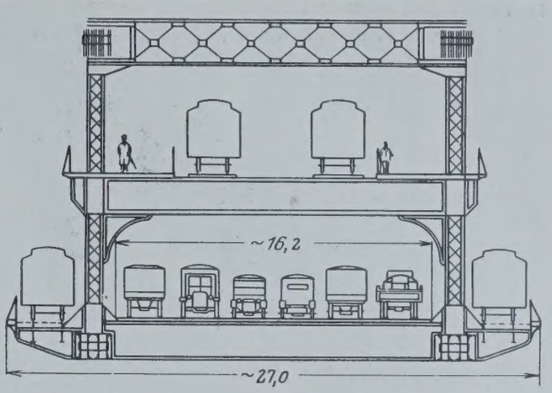


Abb. 8b. Queensborough.

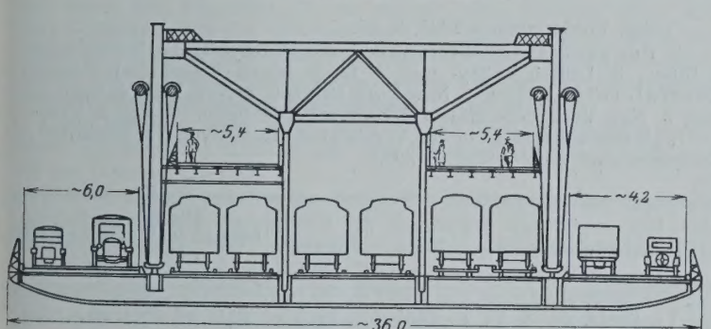


Abb. 7b. Williamsburg.

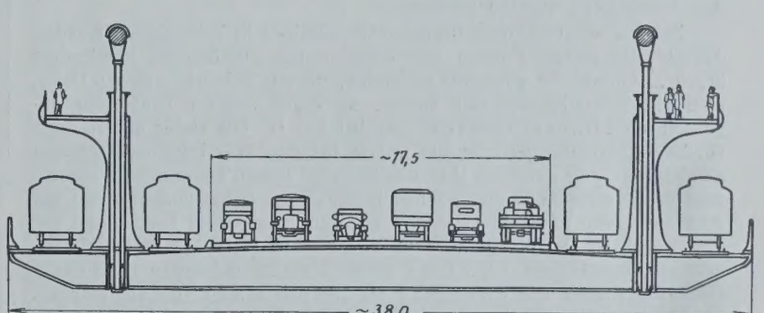


Abb. 9b. Philadelphia.

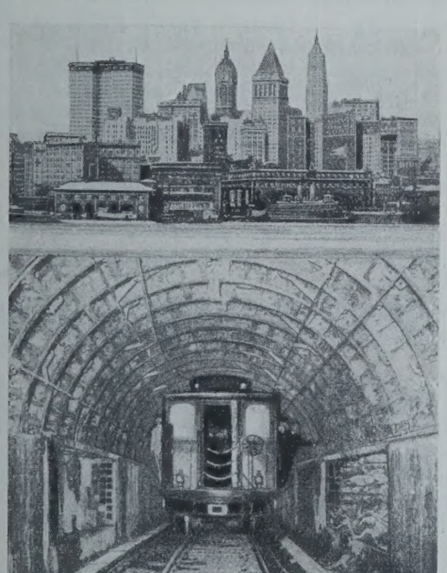


Abb. 10. Querschnitt durch die Brooklyn-Röhrenbahn, eröffnet Anfang 1909.
(Innendurchmesser 4,7 m; Unterkante Tunnel 28,7 m unter dem Flußbett.)

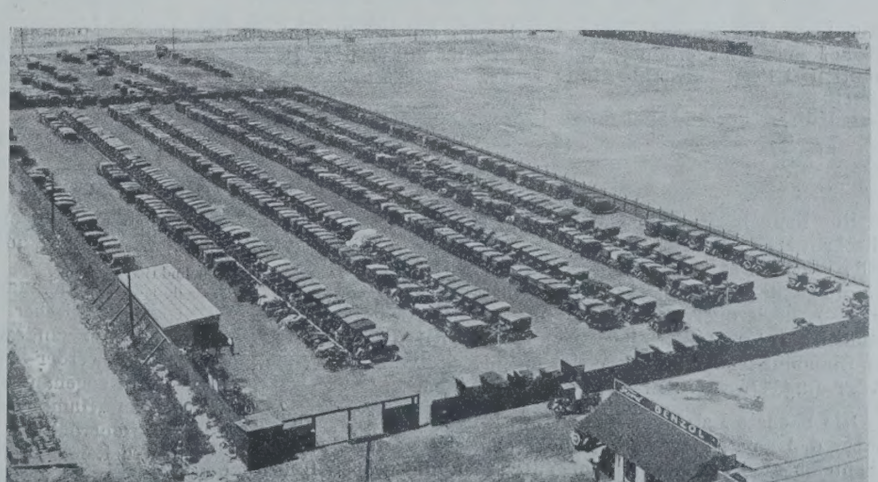


Abb. 11.
Einer der Wagenparks für Fords-Beamte und -Arbeiter in Higland-Park (Detroit).

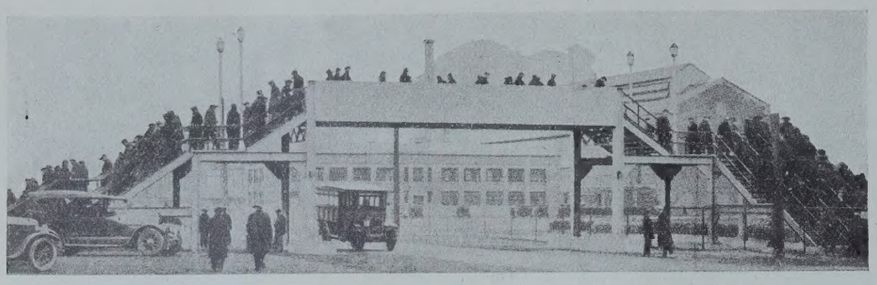


Abb. 12. Eine der drei Sicherheitsbrücken in River-Rouge (Detroit).

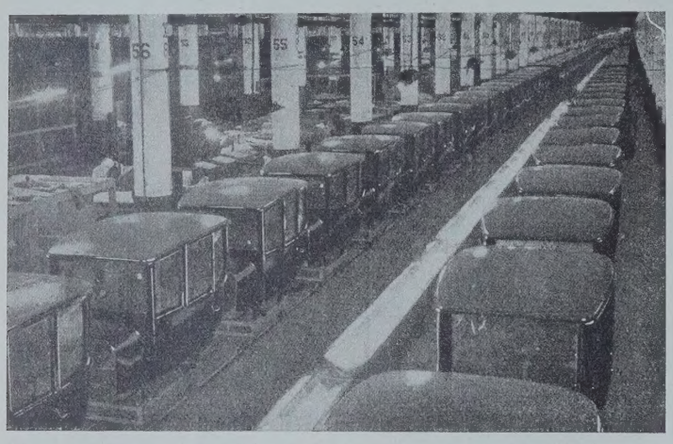


Abb. 13. Wagenkastenfabrik in River Rouge. (Länge rd. 540 m).

St. Louis[6]) darf ich wohl als meine „Ferien- und Erholungsreise„ in den Vereinigten Staaten bezeichnen.

Bei der Westinghouse-Bremsen-Gesellschaft in Wilmerding wurden damals die ersten Spuren der sogenannten „fließenden Fertigung“ (auch „Bandarbeit“ genannt) gefunden, die zur Zeit der zweiten Reise, also ein Vierteljahrhundert später, zu einer zweiten Blüte der sogenannten „Dauerförderer“ geführt hat.[7]) Die stetig arbeitenden Gießerei-Einrichtungen für die zuerst bei den Westinghouse-Bremsen zur Verwendung gelangte Massenerzeugung haben bekanntlich (ebenso wie die geistvollen Transporteinrichtungen der Großschlächtereien der Armour, Swift usw. in Chicago) zu den fabelhaften Leistungen der Fordwerke in Detroit geführt (s. unten). In Pittsburg interessierten vor allem die 1898 rd. 70 m³ oder 50000 kg fassenden Eisenbahn-Großgüterwagen, die vorwiegend als „Selbstentlader“ gebaut wurden. Endlich, nachdem immer und immer wieder — und zwar sehr oft auch durch mich — auf die großen wirtschaftlichen Vorteile dieser Betriebsweise hingewiesen worden war, hat man auch bei uns in Deutschland begonnen, diese Wagenart einzuführen. Allerdings sind inzwischen die Amerikaner (auf ihren „Privatbahnen“) bei der doppelten Menge angelangt (d. h. bei Wagen von rd. 109 t, Abb. 2 a/b). Philadelphia bot u. a. mit den Studien der Baldwin-Lokomotivwerke (der größten der Welt) viel des Neuen und Beachtenswerten. Das gleiche galt von der anfangs herrlich-ruhigen, später stürmisch-packenden Ozeanfahrt auf der stolzen und schnellen „Auguste Victoria“, die mit ihren Schlingerkielen die Vorstufe zu den heutigen so überaus beliebten Hapag-Dampfern mit Schlingertanks (s. unten) bildete. Die mühselige Heizer- und Trimmerarbeit ist auf den Ozeanriesen verschwunden; die Ölfeuerung von heute ist sicher, sauber und vor allem menschenwürdiger als die damalige Kohlenfeuerung mit ihren Aschenmengen usw.

Der literarische Niederschlag dieser ersten Amerikareise, der sich in 25 Jahren vollzog, hat manche Anregung gezeitigt und viele Ausführungen bewirkt.[8])

Den Anreiz zur zweiten Studienfahrt, die aus leicht erklärlichen Gründen weit schwieriger zu „finanzieren“ war als die erste, haben vor allem die Fordschen Bücher und Filme gegeben. Die großartige „Ernte“ der Reise von 1924, die auf dem in Deutschland gebauten Harriman-Dampfer „Reliance“ angetreten wurde, war nahezu ausschließlich der bereitwilligen Fürsprache unseres früheren Reichskanzlers, des jetzigen Generaldirektors der Hamburg-Amerika-Linie (Hapag), Dr. Cuno, bei seinem Freunde, Herrn W. A. Harriman in New York, zu verdanken. Treffliche Bilder dieser Riesenstadt in heutiger Gestalt zeigten die neuesten Wolkenkratzer bei Tage und bei Nacht, die schönen Bahnhöfe (Abb. 3 u. 4)[9]), die gewaltigen Brücken (Abb. 5 bis 9)[10]), Untergrund- und Röhrenbahnen (Abb. 10), die Turm-Verkehrsregler usw.

Eine dreiwöchige Schleifenfahrt führte über Schenectady (American Locomotive Co., selbsttätige Befeuerung von Lokomotiven) nach Detroit, wo in vier Tagen die berühmten Fordwerke: Dearborn, River Rouge (Abb. 12 u. 13), Highland Park (Abb. 11) und Lincoln eingehend studiert wurden. Den Höhepunkt der Reise bildete der Besuch bei Henry Ford und seinem Sohn Etzel, dem jetzt die eigentliche Leitung der Fabriken übertragen ist.

[6]) In St. Louis war gerade der damals (mit 32 Gleisen) größte Bahnhof der Welt eröffnet; vgl. Buhle u. Schimpff, Der neue Haupt- und Personenbahnhof in St. Louis, Deutsche Bauzeitung 1899, S. 297 ff.

[7]) Buhle, Fördertechnik usw. 1925, S. 110.

[8]) Vgl. Fördertechnik 1925, S. 37.

[9]) Pennsylvania-Station für 1. die Pennsylvania-, 2. Baltimore & Ohio-, 3. Lehigh Valley- und 4. Long Island-Eisenbahn; Grand Central-Terminal für 1. New York Central-, 2. New York & Harlem- und 3. New York, New Haven & Hartford-Eisenbahn. — Vgl. a. Nierhoff, „Eisenbahnstudien in den Vereinigten Staaten von Nordamerika“, Verkehrstechn. Woche 1925, S. 300.

[10])

Abb.	Nr.	Brückenname	Lage	Eröffnungstag	Länge in m	Größte Spannung in m	Breite in m	Kosten Mill. $
5 a/b	I	Brooklyn, N. Y.	südl. Brücke	24. 5. 1883	2000	rd. 486	26	10
6 a/b	II	Manhattan, N. Y.	dazwischen	31. 12. 1909	2091	—	37,5	13,4
7 a/b	III	Williamsburg, N.Y.	dazwischen	19. 12. 1903	2200	488	36	10
8 a/b	IV	Queensborough, N. Y.	nördl. Brücke*)	30. 3. 1909	2330	—	27	25
9 a/b	—	Philadelphia-Camden	—	im Bau	2930	534	38	—

*) Die Hellgate-Brücke (eine andere Art) liegt noch nördlicher.

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. Juli ausgegebene Heft 14 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Architekt Albert Eitel: Haus Eitel, Stuttgart. — Regierungspräsident Krüger: Die „Beamtensiedlung“ in Preußen. — Architekten Reg.-Baumeister Dollinger und Fetzer: Ein Einfamilienhaus in Obertürkheim bei Stuttgart. — Regierungsrat Dr.-Ing. Donath: Elektrisch beheizte Öfen.

Die nächste Leipziger Baumesse wird vom 30. August bis 5. September d. Js. stattfinden, die große Technische Messe dauert bis zum 9. September. Die Bauausstellungen werden die großen Hallen und das diesen vorgelagerte freie Ausstellungsgelände am Völkerschlachtdenkmal einnehmen.

Ausstellung „Heim und Technik“ in Leipzig. Die für 1926 geplant gewesene Ausstellung, über deren Zweck und Anordnung sich in der „Bautechnik“ 1925, Heft 24, S. 316, eine kurze Mitteilung findet, ist vorläufig auf den Sommer 1927 verschoben worden.

Strombauarbeiten Preußens im Köhlbrand. Während auf hamburgischer Seite infolge der durch Preußen noch nicht bewirkten landespolizeilichen Abnahme der Bahn über Waltershof—Altenwerder—Moorburg—Hausbruch die Arbeiten, die in Beziehung zum sogenannten Köhlbrandvertrage stehen, ganz ruhen, werden nach dem „Hamb. Korr.“ von Preußen in diesem Sommer zum Zwecke der Stromerhaltung und Regulierung der Köhlbrandufer umfangreiche Arbeiten ausgeführt.

In dem Nebenarm „Rethe“, der zwischen den Inseln Neuhof und Krusenbusch den Köhlbrand mit dem Reiherstieg verbindet, werden augenblicklich Baggerungen ausgeführt, und zwar wird die Rethe bis auf — 4 bis — 6 ausgebaggert. Eine Erweiterung der Arbeiten soll etwa Ende Juli noch eintreten, worüber umfangreiche Ausschreibungen

stattfinden. Geplant ist, alsdann die Rethe in 106 m Sohlenbreite auf etwa — 8 zu vertiefen.

An Uferarbeiten sind bis jetzt ausgeführt: Die sogenannte Rethezunge ist aufgespült, ferner ist der lange Sand und das Zwischenstück bereits aufgehöht worden. Das Ufer von Kattwyk ist bekanntlich schon vor Jahren aufgehöht und nach dem Köhlbrand hin abgeböscht worden. So wird die dazwischenliegende Insel Krusenbusch immer mehr eingeengt, und vielleicht ist der Zeitpunkt nicht mehr fern, wo auch sie vom Industriegebiet verschlungen wird. Gegenüber der Stadt Harburg wird an der Süderelbe der sogenannte Sandort aufgespült. Diese Uferaufschwemmung soll bis an den Moorburger Graben fortgeführt werden. Gegen den Köhlbrand soll dann eine Uferbefestigung von etwa 1 km Länge hergestellt werden.

Es ist nicht ausgeschlossen, daß in Zukunft der ganze Köhlbrand von Industrie eingeschlossen werden wird.

Signalmaste aus nahtlosen Rohren. Während Eisenbahn-Signalmaste im allgemeinen aus leichtem Gitterfachwerk hergestellt werden, nur selten, z. B. in England, zu diesem Zwecke noch Holz verwendet wird und nur ältere Maste noch aus genieteten, aus Blechen zusammengesetzten Rohren bestehen, werden neuerdings derartige Maste aus nahtlos gezogenen Stahlrohren zusammengesetzt. Bemerkenswerte Beispiele für solche Maste finden sich bei der Ostbengalischen Eisenbahn in Indien.

Es wird ein Stahl von 5460 bis 6240 kg/cm² Zugfestigkeit verwendet. Ein Mast mit einem nach beiden Seiten auskragenden Querträger für drei nebeneinander stehende Armsignale, der im ganzen etwa 9 m hoch ist, besteht z. B. aus vier Schüssen: der unterste hat einen Durchmesser von 27 cm; dann folgen ein 91 cm langer Schuß mit 23 cm, ein weiterer, ebenfalls 91 cm lang, mit 19 cm und der oberste Teil von 1,22 m Länge mit 15 cm Durchm. Der Mast wiegt etwa 360 kg.

Die auf dem Querträger sitzenden, die Signale tragenden kleinen Maste bestehen aus Rohren von 13 cm Durchm., die am unteren Ende, wo sie im Querträger sitzen, auf 30 cm Länge auf 12 cm Durchm. eingeschnürt sind. Der Querträger umfaßt den oberen, 15 cm starken Schuß des Hauptmastes und setzt sich auf den Absatz auf, der durch den folgenden 19 cm starken Schuß gebildet wird. Auf den obersten Schuß des Hauptmastes sind Ringe aufgeschrumpft, mit denen die Querträgerteile ringsum durch Schrauben verbunden sind. Leider enthält unsere Quelle keine Angabe darüber, wie die einzelnen Schüsse des Hauptmastes gegeneinander festgelegt sind.

Ein einfacher Mast ohne Querträger mit nur einem Signalarm und einer Signalscheibe besteht aus drei Teilen von 18 cm, 15 cm und 13 cm Durchm.

Beide Arten von Masten sind mit Hilfe von fest an ihnen angebrachten Leitern besteigbar. Der begehbare Querträger wird von einem leichten Fachwerk getragen und ist mit einem Geländer umgeben.

Rohrmaste sollen gegenüber Gittermasten manche Vorzüge haben. Sie sind leichter herzustellen, daher billig, und auch vorteilhafter in der Unterhaltung. Ihre glatte Oberfläche macht beim Anstreichen weit weniger Arbeit als die Flächen eines Gittermastes und bietet wegen ihrer Glätte auch dem Rost keine Angriffsfläche. Da der Querschnitt rund ist, braucht beim Aufstellen nicht darauf geachtet zu werden, daß der Querschnitt die richtige Lage zur Gleisachse erhält, während man beim rechteckigen Gittermast darauf achten muß, daß seine Seiten gleichgerichtet und senkrecht zur Gleisachse stehen. In Krümmungen kann es vorkommen, daß der Signalarm nicht senkrecht zur Gleisachse, sondern senkrecht zur Blickrichtung des Lokomotivführers auf dem herannahenden Zug steht; das läßt sich beim Rohrmast ohne weiteres erreichen, weil der Signalarm in jeder Stellung richtig zum Mastquerschnitt steht. Wkk.

Zwei neue Personen-Drahtseilbahnen in den Alpengebieten. Einige Jahre vor dem Kriege ist der Bau einer Drahtseil-Personenbahn von Chamonix nach Aiguille du Midi, einem Gipfel der Montblanc-Gruppe, begonnen und nach Unterbrechung durch den Krieg weiter gefördert worden, so daß vorläufig ihre unterste Strecke betriebsfertig hergestellt ist.

Die Bahn beginnt beim Bahnhof Gare des Pèlerins und führt über La Para und Les Glaciers nach dem Col du Midi und ist des weiteren bis zur Aiguille du Midi geplant. Die unterste Strecke von der Gare des Pèlerins (N. N. + 1059 m) bis zur ersten Haltestelle der Station für Wintersport (auf N. N. + 1240 m) hat eine Länge von 1060 m und eine Steigung von 17%. Die folgenden Bauabschnitte mit Steigungen von 50, 72, 61, 69, 60, 49 und 41% zwischen den einzelnen Haltestellen bieten größere Schwierigkeiten; die ganze näher geplante Linie der Bahn (ohne die höchste Endstrecke) soll eine Fahrlänge von 5650 m entsprechend einer Wagerechten von 4952 m erhalten.

Zur Förderung der Baustoffe wurde eine vorläufige Drahtseilbahn auf Holzmasten errichtet; die Holzgerüste wurden in einzelnen Teilen herangeschafft, schwere Eisenteile bis zu 500 kg durch Menschenkraft mittels Seile heraufgewunden. Die eisernen Leitungsträger sind 12 bis 33 m hoch über der Erde auf massiven Unterbauten errichtet, deren Herstellung durch die Gefahr von Lawinen erschwert wurde, die dort 2000 m tief herunterrutschten und dabei an 150 000 m³ Schnee, Steingeröll, Felsen und Bäume in die Tiefe wälzten, und zu einzelnen Trägern bis zu 250 m³ Mauerwerk erforderte. Die beiden Linien der Bahn liegen 4 m entfernt voneinander; sie fördern Wagen von rd. 4,5 t Gewicht mit je 18 Plätzen mit Geschwindigkeit von 2,5 m/Sek. Das Gleis-Tragseil enthält 250 Tiegelgußstahl-Drähte von je 3 mm Durchm.; zur Bewegung des an vier Laufrädern hängenden Wagens dient ein endloses Zugseil mit Antrieb durch einen 70-PS-Elektromotor auf der oberen Haltestelle. Ein drittes Seil dient als Bremsleitung; der Wagen bremst — bei etwaigem Bruch des Zugseils — durch sein Eigengewicht und vermindert dann seine Geschwindigkeit. Eine vierte Leitung ist durch einen Ring am Boden des Wagens und durch Seilrollen an Stützen der Leitungsmaste geführt, um das Schwanken der Wagen, besonders im Winde, zu verhindern. Ein Zehntel der Zugfestigkeit des Tragseils und ein Achtel der der übrigen Leitungen ist durch die Arbeitsleistung mit völlig ausreichender Sicherheit beansprucht.

Der Bau der Bahn im zweiten Abschnitt geht für das Jahr 1925 bis Les Glaciers, der dritte Abschnitt bis zum Grat auf 2684 m Höhe über N.N. ist für das Jahr 1926 vorgesehen. Die weitere Fortsetzung der Seil-Schwebebahn liegt noch im ungewissen.

Eine neue Personen-Drahtseilbahn am Südhange der bayerischen Alpen ist bei Ehrwald-Obermoos beginnend angeordnet; dort ersteht die Antriebstation in einem Gebäude von 30 m Länge, 22 m Breite; der Antrieb der 3 km langen Seilbahn geschieht in dem Aufnahmegebäude durch zwei Dieselmotoren mit Ölbetrieb. Die nach neuesten Forschungen konstruierte Seilanlage besteht aus dem in zwei aneinandergefügten Stücken von je 1500 m Länge zusammengesetzten Tragseil, einem Zugseil und einem Bremsseil. Das Tragseil hat 48 mm Durchm. und 3,5fache Sicherheit; die zwei Stücke sind wegen sonst zu hohen Gewichts von zusammen 40 t für die Montage im Felsgelände nötig. Zug- und Bremsseil sind Litzenseile von 23,5 mm Durchm. Die Trasse führt von Obermoos zunächst auf die Ehrwalder Knöpfln, zwischen Sonnenspitzl und Neustädter Hütte über Schneekar zum Wettersteinkamm, zur Bergstation. Die Steigung beträgt im Durchschnitt 38%, höchstens 45%; das Seil geht bis zu 100 m hoch über den Grund (im Schneekar). Insgesamt sind nur sieben Traggerüste in Eisen errichtet; die freie Seilstrecke mißt höchstens 1000 m. Die Traggerüste müssen großenteils mit großen Mühen und Gefahren ins Gestein der steilen Felsen einbetoniert werden. Die Bergstation ist 2,5 m tief in den durchgesprengten Fels eingesetzt, ist gegen Lawinen usw. gesichert, auch durch einen Felsvorbau von 10 m Dicke geschützt; in ihrem Innern sind Vorrichtungen zur Befestigung der 3 m Durchm. weiten Drehscheiben für Zugseil und Bremsseil hergestellt; für den Ausstieg der Fahrgäste ins Freie ist eine Caverne aus dem Fels gesprengt. Für den Antrieb ist in der Talstation ein zweiter Dieselmotor von auch 80 bis 100 PS als Reserve hergestellt, es werden jedoch nur 70 PS gebraucht. Bei etwa gewaltsamem Reißen des Zugseils wird der Wagen selbsttätig am Bremsseil festgeklemmt und sofort gehemmt, und er läßt sich daran langsam in die Station zurückholen. L. Kropf, Regierungsbaumeister.

Bockbrücken aus Beton. Bei den amerikanischen Eisenbahnen hat sich als Ersatz für hölzerne Brücken mit geringer Höhe eine Bauart in Beton entwickelt, die von vielen Eisenbahnen als Regelform angenommen worden ist. Nur in der Art, wie die Fahrbahnplatten auf die Böcke oder Joche aufgelegt werden und wie die Fugen zwischen diesen Platten ausgefüllt werden, bestehen Verschiedenheiten. Während den hölzernen Brücken häufig der Gedanke zugrunde lag, daß es sich nur um einstweilige Bauten handle, sind die Betonbrücken dauernde Bauwerke, und so werden denn hölzerne Brücken häufig durch Beton ersetzt, wenn man erkannt hat, daß die Eisenbahn dauernd ihre Lage beibehalten soll, während man bei der ersten Anlage in Amerika häufig davon ausgegangen ist, nur schnell eine Eisenbahn zu bauen und etwaige ungünstige Stellen später durch Verbesserung der Neigungs- und Krümmungsverhältnisse zu beseitigen.

Bei der Missouri-Kansas-Texas-Eisenbahn ist kürzlich eine Bockbrücke von 439 m Länge aus Eisenbeton gebaut worden, die nur ungefähr 200 Dollar für 1 lfd. m Gleis gekostet hat. Die einzelnen Böcke, aus je fünf Eisenbetonpfählen bestehend, haben 4,9 m Abstand; jeder fünfte Bock ist als Doppeljoch ausgebildet; seine beiden Pfahlreihen haben 60 cm Abstand von Mitte zu Mitte. Die Pfahlköpfe sind durch ein Querhaupt verbunden, in das sie eingebettet sind. Auf den Endböcken und den Doppeljochen ist durch eine Betonwand, die bis zur Oberkante der Fahrbahnplatten reicht, eine Lagerkammer für diese Platten gebildet. Die Zwischenböcke sind zur Aufnahme der Platten in Höhe von deren Unterkante mit der Kelle mit Mörtel

abgeglichen und ebenso wie die Lagerflächen der Endböcke und Doppeljoche mit einer wasserdichten Masse gestrichen.

Die Fahrbahnplatten sind 4,9 m lang und 2,13 m breit; zwei nebeneinander gelegte solche Platten ergeben also eine 4,26 m breite, dichte Fahrbahn. In die Platten sind in der Nähe der Querkanten Bügel eingebettet, mit deren Hilfe sie durch einen Kran auf die Böcke aufgelegt werden. Die Bügel zweier aneinanderstoßender Platten werden durch Längseisen miteinander verbunden. Bügel und Längseisen liegen in einer Aussparung der Platten, die mit Beton ausgefüllt wird, nachdem die Verbindung hergestellt ist. Da die Platten außerdem in der Längsrichtung dicht an dicht, also mit so schmalen Querfugen, wie es die Beschaffenheit der Stoßflächen erlaubt, verlegt sind, ist die Fahrbahn, die zugleich den Hauptträger bildet, bis zu einem gewissen Grade ein durchgehender Träger. Auf den Endböcken und den Doppeljochen haben die Platten gegen die Kammerwände 25 und 35 mm Spielraum, damit sie sich dem Wärmewechsel folgend bewegen können. Der Zwischenraum wird mit einer dichtenden Masse ausgegossen, wobei man die Fugen seitlich mit Werg kalfatert, um das Ausfließen dieser Masse zu verhindern. Ebenso wird die Oberfläche der Fahrbahnplatten vor dem Aufbringen des Bettungskieses mit einer heiß aufgebrachten, dichtenden Masse gestrichen. Die Höhe der Brücke über Gelände bis Schienenunterkante über dem Boden beträgt bis 4,9 m. Wkk.

Unterfangungsarbeiten in 30 m Wassertiefe waren erforderlich für die Neugründung der Wasserseite des Mallers-Fabrikgebäudes in Chicago, die ohne jede Störung des Betriebes ausgeführt wurde und über die Eng. News-Rec. vom 14. Mai 1925 berichtet:

Das acht Stock hohe, der Bekleidungsindustrie dienende Gebäude liegt am Ostufer des Chicago-Flusses zwischen Quincy- und Jackson-Street und hat eine Grundfläche von etwa 63 × 70 m. Seine dem Flusse zugekehrte Außenwand ruht nach Abb. 1 auf gußeisernen Säulen, die eine Last von je 250 t auf den Boden übertragen und zwischen denen sich der Uferverkehr abwickelt. Das auch auf der Abbildung deutlich erkennbare Ausweichen dieser Säulen veranlaßte eine eingehende Untersuchung, die starke Beschädigungen der auf Pfählen ruhenden Fundamente ergab, indem die Mauerwerkblöcke durch die überlasteten Säulen nach dem Wasser zu verschoben und die gußeisernen Fußplatten zum Teil abgesprengt waren. Die an den Säulenfüßen in Pflasterhöhe gemessenen Richtungsänderungen betrugen zum Teil 17 bis 18 cm und nahmen beim Beginn der daraufhin vorgenommenen Unterfangungsarbeiten noch um weitere 5 cm zu.

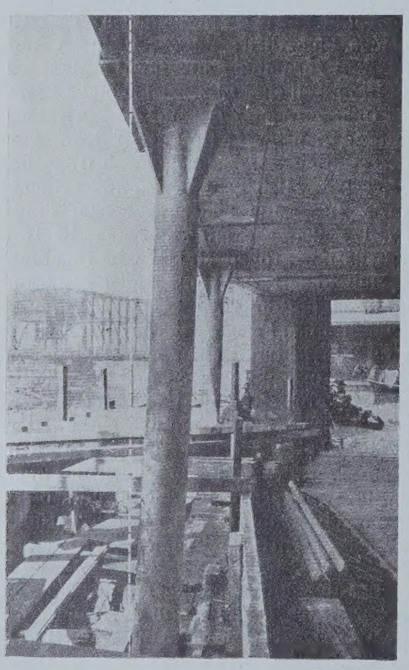


Abb. 1.

Das Ufer wird an dieser Stelle durch ein hölzernes Bollwerk geschützt, dessen äußerste Kante 1,82 m von der ursprünglichen Säulenachse entfernt ist; die mittlere Wassertiefe beträgt etwa 5,50 m, die Entfernung von der Flußsohle bis zur Oberkante des Bollwerks etwa 7,30 m. Da das letztere stark nach außen überhing, mußte die größte Vorsicht angewandt und jede Lagerung von Baustoffen oder sonstige Belastung zwischen Gebäude und Ufer zunächst vermieden werden; auch die vorerwähnte Pfahlgründung der Säulenfundamente erwies sich als größtenteils verfault, weil der Wasserspiegel dieses Flusses bereits mehrere Jahre unterhalb der Pfahlhäupter geblieben war.

Die Wiederherstellungsarbeiten geschahen in der Weise, daß zunächst die Uferwand mit Hilfe halbzölliger Seile zurückgewunden, gehalten und gegen neugerammte Pfahlböcke sowie nach hinten gegen die vierte und fünfte — unversehrt gebliebene — Reihe der Stützenfundamente verankert wurde, wozu zehn Tage erforderlich waren; gerade während dieser Arbeiten erreichte die Verschiebung der vorderen Säulenreihe ihre Höchstgrenze.

Da, wie bemerkt, das Bollwerk keinerlei senkrechten oder seitlichen Beanspruchungen ausgesetzt werden durfte, wurden nach Abb. 2 zwischen den alten Stützenfundamenten in ausgezimmerter Baugrube Holzroste hergestellt, auf denen Schraubenspindeln eine weitere Balkenlage trugen als Auflager für vier miteinander verbolzte schwere Abfangeträger, die parallel zur Gebäudefront verlegt wurden und von Rost zu Rost reichten. An jeder Säule bildeten diese Abfangeträger ihrerseits das Auflager für einen ebenfalls aus vier I-Profilen bestehenden Konsolträger, dessen Enden über die Säulen der Außenwände hinausreichten und diese nach Abb. 2 abfingen; während am hinteren Ende die weniger gefährdeten Säulen der zweiten Reihe einfach dadurch unterstützt wurden, daß ein durch sie geführter starker Bolzen von einer auf zwei Querträgern gehaltenen starken Platte getragen wurde.

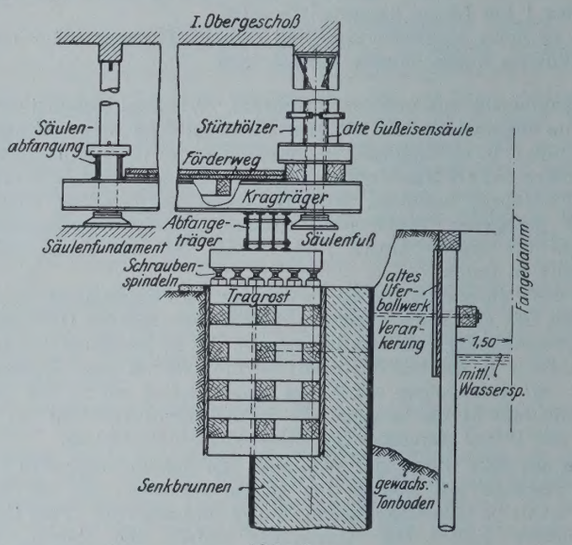


Abb. 2.

Dadurch, daß man die Abfangeträger so nahe als möglich an die Säulen der Außenwand verlegte und so die Höhe der Kragträger einschränken konnte, ermöglichte man es, wie sonst längs des Ufers unter dem Gebäude einen Verkehr aufrecht zu erhalten, was für den Transport der Baustoffe und Geräte von großem Vorteil war. Nach der Unterfangung der Säulenfundamente und der Verankerung des Uferbollwerks bestand der nächste Schritt in der Anlage eines (auf der Abbildung nicht mehr sichtbaren) vor die alte Uferlinie vorgeschobenen Spundwandfangedammes, nach dessen Fertigstellung der etwa 1,50 m betragende Zwischenraum zwischen beiden mit Lehm verfüllt wurde. Jetzt endlich wurde das alte Fundamentmauerwerk beseitigt; an seiner Stelle wurden Senkbrunnen von 1,80 m Durchm. etwa 30 m tief unter Wasser bis auf tragfähigen Felsboden abgesenkt, bis über den Wasserspiegel ausbetoniert und mit einem genau in der erforderlichen Höhe abgeglichenen rechteckigen Betonauflager versehen, die frei schwebenden Säulenfüße mit diesem verankert, die Abfangekonstruktion durch Senken der Spindeln abgelassen und entfernt.

Endlich wurden die Säulenfüße einbetoniert und — ebenfalls in Beton — der Fußboden für die vorerwähnte Uferstraße hergestellt zum Schluß der Fangedamm wieder beseitigt und das alte Uferbollwerk gründlich ausgebessert. Die Arbeiten dauerten etwa fünf bis sechs Monate und haben vollen Erfolg ergeben. Die nach ihrer Vollendung beobachtete größte Setzung betrug nicht mehr als etwa 6,5 mm. Ki.

Zur Eröffnung der Bauausstellung Essen 1925. Die am 18. Juli eröffnete, bis zum 16. August dauernde Ausstellung bringt zunächst einen Überblick über die wichtigsten Baustoffe. Die grundlegenden Baustoffe, wie Zement und Ziegel, werden von den großen Firmen in mannigfaltiger Ausführung vorgeführt. Gipsbaukonstruktionen, Steinzeug in jeder Verwendung, Mittel zur Abdichtung und zur Verschönerung sehen wir neben Holzkonstruktionen aller Art, Teilen des Eisenbaues und Eisenbetons, Bedachungsmaterial und Dachkonstruktionen. Auch die wissenschaftlichen Grundlagen sowohl in geologischer wie in material-technischer Hinsicht haben kleine Sonderausstellungen erhalten. Von Interesse sind neue Konstruktionen der Beschlagmittelindustrie, Modelle von großen Holzhäusern, die neuen Rollschutzgitter, neuzeitliche Ausführungen von Türen und Fenstern. Der innere Ausbau kommt zur Geltung durch Ausstellungen für Tapeten und Fußbodenbelag sowie Farben und Stuckdecken.

Die moderne Baukonstruktion ist vertreten durch Decken- und Wandkonstruktionen. Bei ihnen wird auch das Gebiet der Wärmewirtschaft im Hause durch die Vorführung zahlreicher vorbildlicher Öfen und Heizanlagen, besonders solcher von Kachelofenfabriken be-

rücksichtigt. Auch Einrichtungen für Badezimmer und Waschküchen in den verschiedensten Ausführungen sind zu sehen. Das Hilfsmittel beim Bauvorgang zeigt sich in der Ausstellung zahlreicher Maschinen für die Verarbeitung von Mörtel und Beton, Aufzüge aller Art beim Bau und im Hause, Fahrzeuge für Bauzwecke, Baupumpen, Straßenreinigungsgeräte u. dergl. Auch die neuen Verfahren, den Beton unter Druck mit Maschinen zu verarbeiten, werden gezeigt. Wir sehen weiterhin die Verwendung neuzeitlicher Straßenbaustoffe.

Eine besondere Abteilung „Industriebau" zeigt Bauten von Bauunternehmungen, Architekten, Ingenieuren und großen Industrieunternehmungen sowie vom Bunde „Heimatschutz" und weist auf die Bedeutung über die Anwendung des Bauwesens in allen Zweigen der Industrie und des reinen Zweckbaues hin. Die Sonderausstellung „Deutsches Bauwesen" zeigt richtunggebende Bauten aus allen Gebieten Deutschlands, darunter die Entwürfe führender Architekten. Die künstlerische Leitung des Aufbaues der Ausstellungshallen lag in den Händen der Architekten Metzendorf und Schneider in Essen.

Hauptversammlung des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine 1925 in Essen. In der am 19. Juli in Essen stattgefundenen Hauptversammlung begrüßte der Vorsitzende Oberbaurat Schenk, Frankfurt, die Teilnehmer. Dann sprach Oberbaurat Dr. Hercher, Düsseldorf, im Namen des Regierungspräsidenten von Düsseldorf. Bürgermeister Schäfer, Essen, betonte den Zusammenhang zwischen besetztem Gebiet und Reich und wies auf die Absicht einer künftigen Sonderausstellung für den Industriebau als Ausdruck des Ruhrgebietes hin. Der Rektor der Aachener Technischen Hochschule Prof. Dr.-Ing. Bonin sprach über das gegenseitige Wirken von Praxis und Lehre, Prof. Dr. Strecker, Heidelberg, über den Wert der Technik und ihren Zusammenschluß. Weiter sprachen Vertreter von Oberschlesien und Saargebiet. Die Geheimräte Schmick, München, und Dr.-Ing. Kölle, Frankfurt, wurden zu Ehrenmitgliedern ernannt. Die nächste Hauptversammlung findet in Dresden statt.

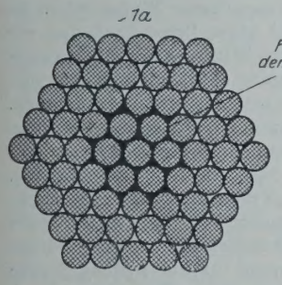
Zuschriften an die Schriftleitung.

Zu dem Entwurf der Ingenieurfirma Robinson & Steinman, New York, für die Sydney-Brücke.[1]) Der Entwurf der Firma Robinson & Steinman für den Wettbewerb um die Sydney-Brücke weicht unter anderem darin von der gewöhnlichen Bauweise ab, daß er Fachwerkstäbe unmittelbar mit einem Drahtkabel verbindet. Wie Herr Dr. Bohny ausführte, ist dieser Gedanke nicht neu, sondern in früheren Entwürfen schon vorgeschlagen worden. Tatsächlich ausgeführt wurde er in kleinerem Maßstabe bei der Lambeth-Brücke über der Themse in London. Trotzdem sind die von unserer Firma ausgearbeiteten konstruktiven Einzelheiten zur Erreichung einer vollkommen wirksamen Verbindung als neu zu bezeichnen, und nach unserer Meinung bilden sie eine erfolgreiche Lösung dieses lange studierten Problems. Wir haben seine Schwierigkeiten nicht unterschätzt, und erst nach langem und sorgfältigem Studium fanden wir eine konstruktive Lösung, durch die die Bedenken der ersten Autoritäten unseres Faches beseitigt sind und die den Beifall aller bedeutenden Brückeningenieure gefunden hat, denen wir sie unterbreitet haben.

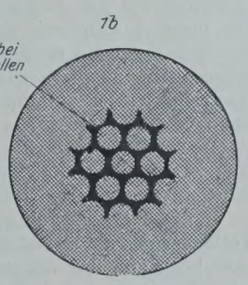
Der Grundgedanke der in Abb. 1 dargestellten Verbindung ist, eine Anschwellung oder Verdickung in dem zusammengepreßten Drahtkabel zu erzeugen und die Kabelschelle dieser Schwellung anzupassen, um ein wirkliches Festhalten zu bewirken, das den gewöhnlichen Reibungswiderstand gegen Verschiebung ergänzen soll. Wollte man die gewünschte Anschwellung mittels eines dicken, spindelförmigen Füllstückes im Kern des Kabels erreichen, so würden sich besondere Konstruktionsschwierigkeiten ergeben, die den weiteren Nachteil zur Folge hätten, daß die inneren Kabelstränge stark verformt werden und die gleichmäßige Spannungsverteilung gestört wird. Diesen Schwierigkeiten sind wir begegnet durch Anwendung einer großen Zahl von schlanken Füllstücken an Stelle eines einzigen dicken Kernes. An jedem Knotenpunkte sind vierundzwanzig solcher Füllstücke vorgesehen. Sie bestehen aus einer gegossenen Zinklegierung und sind so geformt, daß sie die Zwischenräume zwischen den kreisförmigen Querschnitten der einzelnen Stränge ausfüllen, die das Kabel vor dem Zusammendrücken bilden. Zwischen und um die sieben innersten Stränge werden die Füllstücke eingebracht, bevor der übrige Teil des Kabelquerschnittes gesponnen wird. Sie sind spitz zulaufend von ihrer größten Dicke in der Mitte bis auf die Dicke Null an ihren Enden, so daß eine sanfte Anschwellung im fertigen Kabel entsteht. Nach dem Zusammenpressen des Kabels werden die Füllstücke eine örtliche Anschwellung um $^3/_8$" ($\approx$ 1 cm) in dem Kabel von 30" ($\approx$ 76 cm) Durchmesser erzeugen. Die gußstählernen Kabelschellen werden auf ihren Innenflächen so bearbeitet, daß sie genau auf die Anschwellung im Kabel passen. Sie bilden ein einheitliches Ganzes mit den großen Knotenblechen, an welche die Wandstäbe des Fachwerkträgers angenietet werden.

Die Länge jeder Kabelschelle und die zu deren Befestigung erforderliche Anzahl Schrauben sind bemessen nach der errechneten zu übertragenden Kraft. Die gewählte Konstruktion gewährt nach unserer Meinung, sowie nach derjenigen maßgebender Fachleute, die

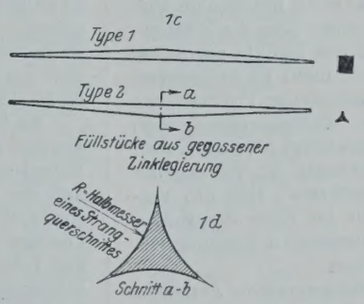
[1]) Die von Prof. Dr.-Ing. W. Schachenmeier in der „Bautechnik" 1925, Heft 11, S. 125, ausgesprochene Hoffnung, daß Dr. Steinman, New York, sich ebenfalls auf die dort veröffentlichte Zuschrift von Dr.-Ing. Bohny, Sterkrade, zu dem obengenannten Entwurf äußern werde, hat sich als richtig erwiesen. Wir geben der Äußerung von Dr. Steinman im folgenden gern Raum. Die Schriftleitung.



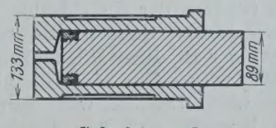
Anordnung der 61 Stränge im Querschnitt. 308 Drähte je Strang. 18 788 Drähte im Kabel.



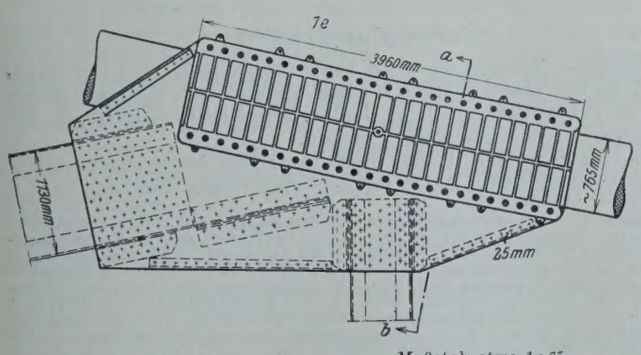
Qnerschnitt des fertigen Kabels.



Maßstab für 1a bis 1c etwa 1:25, für 1d etwa 1:3.



Schnitt a—b durch einen Preßwasserzylinder (in doppeltem Maßstabe).



Maßstab etwa 1:75.

Obergurtknotenpunkt beim Zusammentreffen des Kabels mit dem genieteten Gurt.

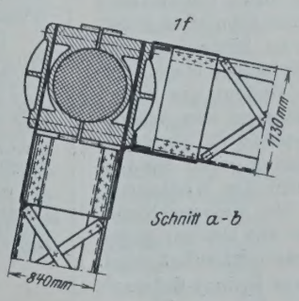
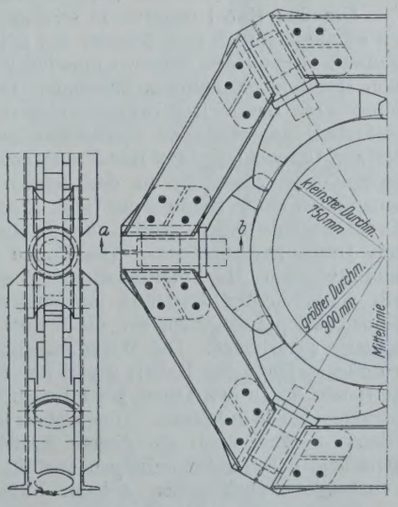


Abb. 1.



Maßstab etwa 1:25.

Abb. 2. Kabelpresse.

sie geprüft haben, weitgehende Sicherheit gegen jede Möglichkeit des Gleitens. Versuche, die für die Kabel und Schellen der Philadelphia-Camden-Hängebrücke angestellt wurden, haben gezeigt, daß man vollkommen sicher geht, wenn man mit einem Reibungsbeiwert zwischen Kabel und Schelle von 60 % rechnet, wobei dieser Beiwert das Verhältnis zwischen dem Widerstande gegen Verschieben der Kabelschelle und der Summe aller in den Verbindungsschrauben beider Schellenhälften herrschenden Zugkräfte bedeutet. Wir rechneten jedoch mit einem Beiwert von nur 50 % bei der Bemessung der Kabelschellen unseres Sydney-Entwurfes. Die vorgesehenen Schrauben würden demnach eine weitgehende Sicherheit gegen Verschieben gewährleisten, selbst dann, wenn keine Anschwellung im Kabel vorhanden wäre. Darüber hinaus sahen wir also jene Anschwellung von $^3/_8$" im Durchmesser des Kabels vor, was nach unserer Berechnung für sich allein ebenfalls genügen würde, um die zu übertragende Kraft aufnehmen zu können, selbst dann, wenn keine Reibung vorhanden wäre. Demgemäß haben wir doppelte Sicherheit in diesem Konstruktionsteil, da entweder die Reibung oder die Verdickung, beide unabhängig voneinander, genügen würde, um den berechneten Verschiebungskräften zu widerstehen.

Die Bemerkungen des Herrn Dr. Bohny über das Zusammenpressen oder Verdichten von Drahtkabeln lassen einen gewissen Mangel an Vertrautheit mit der neuzeitlichen Entwicklung dieses Arbeitsvorganges erkennen. Herr Robinson von unserer Firma ist persönlich aufs innigste mit dieser Entwicklung verbunden. Abb. 2 zeigt die von ihm entworfene und ihm patentierte Druckwasserpresse, die verwendet wurde zum Verdichten der Kabel bei der Manhattan-, Williamsburg-, Kingston-, Bear-Mountain- und Philadelphia-Brücke. Die alle früheren übertreffenden Kabel der Philadelphia-Brücke sind unter der Leitung des Herrn Robinson erst vor kurzem beendet worden. Mittels der genannten Maschine wurden sie aus einem Sechseck von 34" (≈ 86,3 cm) mit 61 Strängen zu einem kreisrunden Querschnitt von weniger als 30" (≈ 76 cm) Durchmesser zusammengedrückt, was einer Verringerung um mehr als 20 % des Brutto-Querschnitts entspricht. Versuchsarbeiten mit derselben Maschine an Probestücken des Kabels zeigten, daß alle Hohlräume zwischen den Strängen vollständig beseitigt wurden, indem sämtliche Einzeldrähte in dichte Berührung miteinander gebracht wurden. Der bei jedem Zusammendrücken angewandte Druck beträgt in jedem der sechs Zylinder 30 t. Der Druck wird auf je 18" (≈ 46 cm) der Längenausdehnung des Kabels wiederholt. Alle Sachverständigen waren davon überzeugt, daß durch dieses Verdichten tatsächlich eine einheitliche Wirkung sämtlicher Drähte im Kabel gewährleistet wird. Die innere Reibung infolge des angewandten Druckes ist so groß, daß jedes gegenseitige Gleiten der Drähte praktisch unmöglich ist. Durch den Versuch wurde tatsächlich bestätigt gefunden, daß irgend ein an beliebiger Stelle durchschnittener Kabeldraht schon wieder volle Spannung hat wenige Fuß entfernt von der Schnittstelle. Demgemäß braucht man die Möglichkeit des Gleitens der Kabeldrähte an irgend einem Punkte schon bei der gewöhnlichen Kabelkonstruktion überhaupt nicht zu befürchten. Noch geringer ist diese Möglichkeit bei den besonderen Punkten, wo Füllstücke vorgesehen sind, da hierdurch der Gleitwiderstand noch vermehrt wird. Überdies wird durch die Konstruktion unserer Kabelschellen bewirkt, daß ihre Festhaltung unabhängig ist von irgendwelchem merkbaren inneren Gleiten von Drähten. Die die Verdickung erzeugenden Füllstücke befinden sich im Kern des Kabelquerschnitts, wo sie weit entfernt sind von denjenigen Spannungen, die auf die Oberfläche des Querschnitts einwirken.

Um das Kabel dauernd in seinem zusammengepreßten Zustande zu erhalten, ferner zum Zwecke des nötigen Schutzes wird das ganze Kabel zwischen den Schellen umwickelt mit einer wasserdichten Hülle von Draht in gespanntem Zustande. Diese Umwicklung wird mittels einer von Herrn Robinson entworfenen und ihm patentierten elektrisch angetriebenen Spezialmaschine aufgebracht (Abb. 3). Sie ist zur Umwicklung der Kabel sämtlicher großen Hängebrücken angewendet worden, die in den letzten zwanzig Jahren in Amerika entstanden sind. Keine Spur von Rost ist jemals in irgend einem Drahtkabel gefunden worden, das in dieser Weise durch Umwicklung mit Draht geschützt war. Die Enden der Kabelschellen sind unterschnitten, um die Drahtumwicklung aufnehmen zu können, so daß ein wasserdichter Anschluß gewährleistet ist. Nebenbei trägt diese Konstruktion noch dazu bei, die Sicherheit gegen Gleiten der Kabelschellen zu erhöhen. Die Wickelmaschine wird während des Arbeitsvorganges längs des Kabels gegen die hier auftretende Reibung vorgetrieben durch den Druck jeder neuen Drahtwindung gegen die vorhergehenden Windungen. Dies sichert die Dichtheit der Windungen. Hierzu kommt noch ein dicker Anstrich, der die äußeren Riefen zwischen den Drahtwindungen ausfüllt, wodurch ein idealer, gegen Feuchtigkeit vollkommen sicherer Kabelschutz vervollständigt wird.

Die Querschnittabmessungen der Kabel unseres Sydney-Entwurfs sind praktisch dieselben wie bei der Philadelphia-Brücke. Die vor

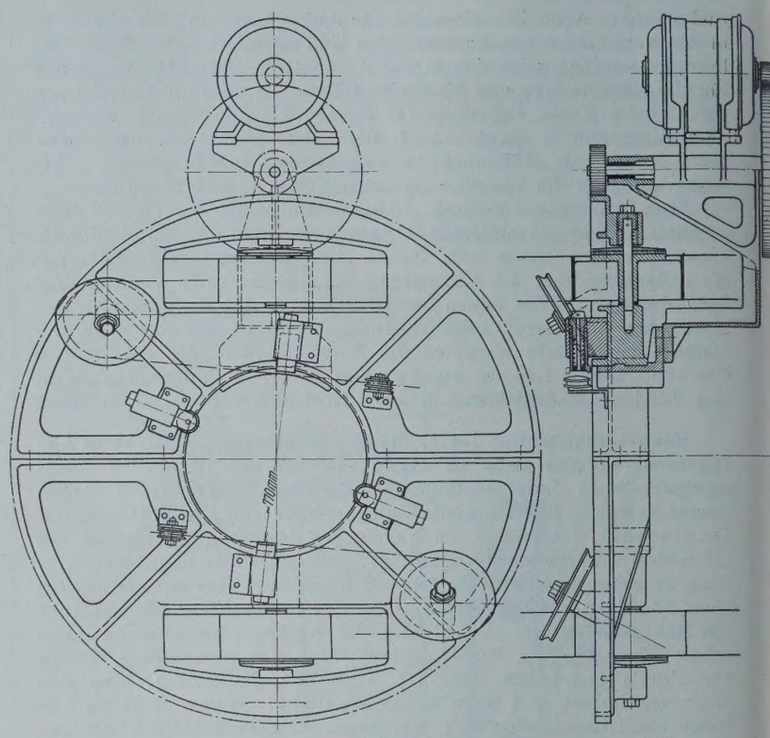


Abb. 3. Kabelumwicklungsmaschine.
Maßstab 1 : $33^1/_3$.

kurzem erfolgreich vollendeten Kabel von 30" (≈ 76 cm) Durchmesser dieser Brücke haben alle früheren Zweifel bezüglich der Ausführbarkeit eines kompakten Kabels von 61 Strängen oder nahezu 19 000 Drähten zum Schweigen gebracht. Wer aber nicht vertraut ist mit den Ergebnissen der oben beschriebenen Verfahren des Verdichtens und Umwickelns von Kabeln, der kann schwerlich die hervorragende Gleichmäßigkeit und Dichtheit der fertigen Kabel richtig einschätzen. Die Ausführung einer bestimmten, richtig bemessenen Verdickung unter den Kabelschellen in einem durchgehends zusammengepreßten Kabel erscheint somit als wissenschaftliche Lösung des Problems einer befriedigenden Verbindung zwischen Kabel und Fachwerkstäben. Mit den Konstruktionseinzelheiten unseres Sydney-Entwurfs glauben wir die Aufgabe in einwandfreier Weise gelöst zu haben. Vor ihrer Anwendung bei irgend einer Brücke würden wir selbstverständlich Versuche machen, um ihre Wirksamkeit zu erproben und um festzustellen, ob die Verdickung unter den Kabelschellen vielleicht stärker gemacht werden müßte, als unsere Berechnungen ergaben.

Es freut uns, daß diese Frage von Herrn Dr. Bohny aufgegriffen worden ist, und wir werden die Gedanken und Vorschläge anderer Ingenieure zu dieser Sache willkommen heißen; denn wir glauben, daß die Entwicklung einer befriedigenden Verbindung zwischen Fachwerkstäben und Drahtkabel von grundlegender Wichtigkeit ist für die künftige Verbesserung im Entwurf von Hängebrücken. Wir schätzen das Interesse hoch ein, das unserem Entwurf für die Sydney-Brücke entgegengebracht wurde, und danken Herrn Prof. Dr.-Ing. Schachenmeier für seine ausgezeichnete Beschreibung und Besprechung des Entwurfs.

New York. Dr. D. B. Steinman, beratender Ingenieur.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt sind: die Regierungsbauräte (W.) Heinrich, Kassel, an das Wasserbauamt in Stade als Vorstand, Bruger, Hildesheim, an das Wasserbauamt in Norden, Franz Lohse, Stade, an das Wasserbauamt in Küstrin als Vorstand.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Fritz Nickel und Otto Seile (Wasser- und Straßenbaufach).

INHALT: Ausgestaltungsmöglichkeit der Standseilbahn-Linienführung — 25 Jahre amerikanischer Technik — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Nächste Leipziger Baumesse. — Ausstellung „Heim und Technik" in Leipzig — Strombauarbeiten Preußens im Köhlbrand. — Signalmaste aus nahtlosen Rohren. — Zwei neue Personen-Drahtseilbahnen in den Alpengebieten. — Bockbrücken aus Beton. — Unterfangungsarbeiten in 30 m Wassertiefe. — Zur Eröffnung der Bauausstellung Essen 1925. — Hauptversammlung des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine 1925 in Essen. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 7. August 1925 Heft 34

Der Plan einer Schleuse-Talsperre bei Kloster Veßra unterhalb Schleusingen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Geh. Baurat **M. Contag**, Berlin-Friedenau.

In den Jahren 1921 bis 1923 hat das Staatliche Vorarbeitenamt zu Eisenach umfassende Untersuchungen über die Möglichkeit von Talsperren im Quellgebiet der Weser gemacht, die einen doppelten Zweck hatten. Es galt einmal festzustellen, ob und inwieweit die Schiffbarkeit des Weserstromes durch Bereitstellung von Zuschußwasser bei niedrigen Wasserständen verbessert werden könnte. Es wurde dafür eine Aufspeicherung von mindestens 600 Mill. m³ für erforderlich gehalten. Sodann war zu ermitteln, ob eine ausreichende Speisung des geplanten Werra-Main-Kanals durch Ansammlung von mindestens 35 Mill. m³ im Quellgebiet der Werra sichergestellt werden könnte. Das Ergebnis der Untersuchungen war, daß unter den gegenwärtigen Verhältnissen von den mehr als 30 untersuchten Sperrstellen nur eine Talsperre in der Orke bei Ederbringhausen von 70 Mill. m³ Fassungsraum und eine Talsperre in der Schleuse bei Kloster Veßra von nahezu 50 Mill. m³ Inhalt als wirtschaftlich angesehen und zur Ausführung empfohlen werden können. Im oberen Werragebiet ist allerdings noch eine kleinere Sperre von 35 Mill. m³ Fassungsraum, und zwar im Waldgebiet oberhalb Schwarza, als technisch ausführbar nachgewiesen, wenn eine Stollenzuleitung aus Nachbartälern zu Hilfe genommen wird. Wenn diese Anlage auch weniger wertvolles Gelände beanspruchen würde, so ist sie doch der größeren Schleusesperre in wirtschaftlicher Hinsicht unterlegen. Die Orke-Talsperre, die sich allein aus Kraftgewinn tragen kann, wird von der Wasserstraßendirektion Hannover weiter bearbeitet. Für die Schleuse-Talsperre ist bereits im Vorarbeitenamt ein ausführlicher Entwurf aufgestellt worden, der in vielfacher Hinsicht verdient, weiteren Kreisen bekannt zu werden. Mit Genehmigung des Entwurfverfassers, des Regierungsbaurats Körner, sind die nachstehenden Angaben und Abbildungen dem vorbildlich ausgearbeiteten Plane entnommen, um der Fachwelt ein zutreffendes Bild von der für Thüringen bedeutsamen Talsperrenanlage zu geben.

Die wasserwirtschaftlichen und geologischen Verhältnisse im Schleusegebiet.

Die Schleuse entspringt aus mehreren Quellbächen an den zwischen Stützerbach und Neustadt gelegenen Höhen, deren granitgekrönte Schieferkuppen sich über + 800 N. N. erheben, und entwässert den Südwestabhang des Thüringer Waldes. Das gesamte Niederschlagsgebiet bis zur Einmündung in die Werra beträgt 285 km². Die bei Kloster Veßra für das Sammelbecken vorgesehene Sperrstelle liegt kurz vor der Einmündung in die Werra. Die jährliche Niederschlagshöhe wurde aus einer zehnjährigen Beobachtungszeit zu 926 mm und die mittlere jährliche Verlusthöhe zu 411 mm ermittelt. Danach ergab sich die mittlere Jahreswassermenge an der Sperrstelle zu 143,5 Mill. m³ und ein spez. Abfluß von 16,4 l/Sek. km². Die kleinste Wasserführung der Schleuse an der Sperrstelle beträgt 0,31 m³/Sek. Das größte beobachtete Hochwasser im Werragebiet war das vom Februar 1909, bei dem am Pegel zu Meiningen 335 m³/Sek. = 288 l/Sek. km² abgeflossen sind. Dem würde eine Hochwasserführung der Schleuse von 110 m³/Sek. entsprechen. Für die Berechnung der Entlastungsanlagen der Talsperre wurden jedoch der Sicherheit halber 175 m³/Sek. zugrunde gelegt.

Die geologischen Verhältnisse im Gebiete der Schleuse finden sich im Weserwerk und in dem Aufsatze des Verfassers über den Weser-Main-Kanal[1]) beschrieben. Das für die Sperrstelle in Frage kommende Gebiet gehört dem mittleren Buntsandstein an. Dieses Gestein ist infolge seiner Wasseraufnahmefähigkeit und Durchlässigkeit an sich für die Anlage eines großen Sammelbeckens weniger geeignet. Da die Sandsteine jedoch keine im Wasser löslichen Bestandteile enthalten, wird nach Ansicht des Landesgeologen Prof. Dr. Leppla die Versickerung ungefährlich verlaufen. Bei der starken Talüberdeckung mit sehr lehmhaltigem Sand und Geschiebe wird das Becken selbst ziemlich dicht sein. Man darf daher damit rechnen, daß nach einigen Betriebsjahren, infolge natürlicher Dichtung des Beckens durch Verschlickung, nennenswerte Versickerungsverluste nicht mehr auftreten werden. Für die Wahl der Sperrstelle (Abb. 1) kamen oberhalb von Kloster Veßra bei Festhaltung des gleichen Stauspiegels von + 366 N.N. zwei Stellen vor bezw. hinter dem Seitental des Roßbaches in Frage. Der unteren Stelle, etwa 600 m oberhalb des Ortes, die den größeren Fassungsraum bietet, wurde nach sehr eingehenden technischen und wirtschaftlichen Vergleichsrechnungen der Vorzug gegeben, weil es richtig erschien, den verfügbaren Stauraum restlos auszunutzen und den Beckeninhalt nicht nur auf das für die Kanalspeisung unbedingt erforderliche Maß zu beschränken. Es liegt auf der Hand, daß die Niedrigwasserführung der Werra durch die Anlage eines tunlichst großen Sammelbeckens eine erhebliche Verbesserung erfahren muß. Selbst in den trockensten Zeiten wird die Wasserführung nicht unter 4,5 m³/Sek. heruntergehen, während jetzt z. B. bei Meiningen ein geringster Abfluß von 1,5 m³/Sek. beobachtet worden ist. Daher werden künftig alle Werra-Kraftwerke ununterbrochen in Betrieb gehalten werden können. Dieser Vorteil muß besonders gewertet werden, da er gestattet, die gewährleistete Mindestleistung des gesamten Kraftnetzes höher festzusetzen. Im

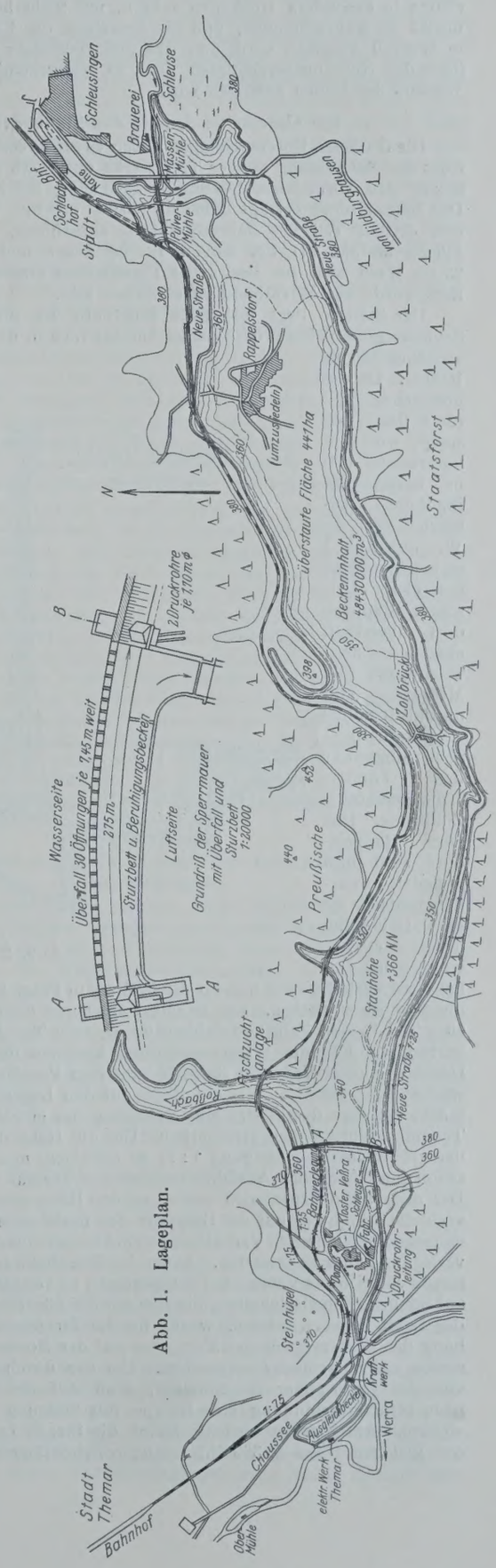


Abb. 1. Lageplan.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 40, S. 457.

Interesse der Landeskultur ist darauf hinzuweisen, daß die Hochwassergefahren im ganzen Werratal durch das Vorhandensein einer Schleusesperre vermindert werden. Bei Niedrigwasserständen in der Werra wird auch die Kaliindustrie im mittleren Werragebiet aus der vergrößerten Wasserführung Vorteil ziehen. Denn die Kaliwerke belasten den Flußlauf im Sommer bis zur äußersten Grenze der möglichen Versalzung mit ihren Endlaugen und sind trotzdem gezwungen, in trockenen Zeiten die Laugen aufzuspeichern, um den Salzgehalt des Flußwassers nicht über das erträgliche Maß zu steigern. Eine Vergrößerung der Wasserführung auf 6,5 m³/Sek. bei Meiningen, die sich durch die geplante Schleusesperre, mit Ausnahme kurzer Zeiträume in besonders trockenen Jahren, mit Sicherheit erreichen läßt, macht es wahrscheinlich, daß die Belastung der Kaliindustrie völlig in Wegfall kommen wird und daß den vielfachen Klagen unterhalb liegender Nutzungsberechtigten über zu weitgehende Versalzung des Wassers der Boden entzogen wird.

Die allgemeine Anlage des Staubeckens.

Die örtlichen Untersuchungen ließen es als zweckmäßig erscheinen, trotz der Schädigung einiger Triebwerke unterhalb der Stadt Schleusingen den Normalstau des Staubeckens auf + 366 N.N. anzunehmen. Der Beckeninhalt beträgt dabei 48 400 000 m³ und kann daher etwa den dritten Teil des Jahresabflusses aufnehmen. Die überstaute Fläche umfaßt 441 ha, wovon 121 ha Acker- und Wiesenland und 23 ha Wald sich im Besitz des Preußischen Staates befinden. Der Rest würde aus Privathand zu erwerben sein.

Der Stausee liegt fast ganz innerhalb des preußischen Kreises Schleusingen. Seine größte Länge beträgt 7,3 km, die Breite schwankt zwischen 325 bis 1000 m. Da der nördliche Talrand flach ansteigt, wird die Sperrmauer 600 m lang, ihre Stauhöhe beträgt 28,5 m. Wie aus Abb. 1 zu ersehen, wird die kleine Ortschaft Rappelsdorf überstaut, ebenso zwei Triebwerke (die Massen- und die Pulvermühle) unterhalb Schleusingen und das Försterdienstgehöft Zollbrück. Das Dorf Rappelsdorf wird umgesiedelt werden müssen, da eine Geldabfindung der Einwohner bei den heutigen Verhältnissen nur für die Besitzer in Frage kommen kann, die diese selbst wünschen. Die Bevölkerung sucht ihren Lebensunterhalt zum Teil in den Fabriken Schleusingens, zum Teil betreibt sie Landwirtschaft. Für die Wiederansiedlung kommen die Restflächen der Domäne Kloster Veßra in Betracht, die vom Preußischen Staat zu erwerben sein würden. Wie ein Blick auf den Lageplan (Abb. 1) zeigt, macht der Bau der Sperre eine Verlegung der eingleisigen Nebenbahn Themar—Schleusingen erforderlich. Um die Höhe der Staumauer mit der größtzulässigen Steigung 1 : 75 zu ersteigen, muß der Bahnkörper schon kurz nach der Ausfahrt aus Bahnhof Themar verlassen werden. Der neue Bahnkörper wird weiter an den Hang heraufgeschoben und verbleibt durchweg auf der Bergseite der bestehenden Linie. Bei den einfachen geologischen Verhältnissen sind Schwierigkeiten bei der Bahnverlegung kaum zu erwarten. Außer der Eisenbahn ist auch die Hauptstraße von Kloster Veßra nach Schleusingen zu verlegen. Mit Rücksicht auf bauliche Schwierigkeiten, die sich auf der nördlichen Talseite neben der Bahn ergeben hätten, wurde für die Straßenverlegung der Südhang des Schleusetales gewählt, aber auf der Nordseite eine Zugangstraße zur Sperrmauer vorgesehen. Um den durchgehenden Verkehr von der Sperrmauer fernzuhalten, muß auf der Südseite für die neue Straßenverbindung eine Rampe mit Steigung 1 : 25 ausgebaut werden. Am Stausee entlang bleibt die Straße im allgemeinen auf der gleichen Höhe + 368 N.N. Kleine Seitentäler werden dabei zur Vermeidung besonderer Bauwerke mit genügend großen Krümmungshalbmessern ausgefahren. Am Ende des Stausees mündet die neue Straße in die Hauptstraße Schleusingen—Hildburghausen, die bis auf 2 m über Stauspiegel aufgehöht werden muß. Auf der Nordseite des Stausees werden nur geringe Wegeveränderungen erforderlich. Der Straßendamm über dem nördlichen Zipfel des Stausees soll durch Einbau einer dichtenden Lehmschicht die Möglichkeit bieten, unterhalb Schleusingen ständig eine größere Wasserfläche auch bei sinkendem Stauspiegel zu erhalten. In den Straßendamm soll deshalb ein Überfall- und Entlastungsbauwerk mit Grundablässen eingebaut werden, dessen Krone auf + 366 N.N. liegt. Damit wird die Möglichkeit geschaffen, das Vorbecken zu Reinigungszwecken zu entleeren. Die offene Wasserfläche wird verhindern, daß der Stadt bei fallendem Wasser im Staubecken durch Trockenlaufen der flachen Wiesenflächen gesundheitliche Schäden erwachsen.

Das Abschlußbauwerk der Sperre.

Das Abschlußbauwerk bildet den schwierigsten und kostspieligsten Teil einer jeden Talsperrenanlage. Bei der Stauhöhe von 28,5 m und der Beschaffenheit des Untergrundes konnte ein Erddamm nicht in Frage kommen, zumal geeignete Bodenmassen in dem erforderlichen Umfang nicht zur Verfügung stehen. Auch eine Mauer in aufgelöster Bauweise konnte bei der Gesamthöhe von 40 m keine Ersparnisse gegenüber einer „Schwergewichtmauer“ versprechen. Nach den vorliegenden Erfahrungen kommt einer Querschnittform der Mauer, wie sie die Eder- und Diemelsperre besitzen, mit innen liegendem, ständig trockenem Schieberschacht die größte Wirtschaftlichkeit zu. Diese Form ist daher auch der Abschlußmauer für das Schleuse-Sammelbecken zugrunde gelegt worden (Abb. 2). Dabei erschien eine gewisse Verstärkung des durch den Schieberschacht geschwächten Mauerkörpers wirtschaftlicher als die Anlage besonderer Schiebertürme, wie sie ältere Sperrmauern zeigen. Über die Höhenlage des gewachsenen Felsens unter der Talsohle ließen örtliche Anhaltspunkte den Schluß zu, daß er in 5 bis 7 m Tiefe anzutreffen sein würde. Für die Einbindetiefe in den gewachsenen Felsen wurden weitere 3 m als ausreichend zur Aufnahme der auf die Mauer wirkenden Schubkräfte angesehen. An der Wasserseite soll dann noch ein Sporn bis auf 14 m unter Talsohle heruntergreifen. Damit ist jedenfalls für alle denkbaren Fälle eine genügende Sicherheit gegeben. — Der theoretische Mauerquerschnitt ist nach den von Link entwickelten Formeln

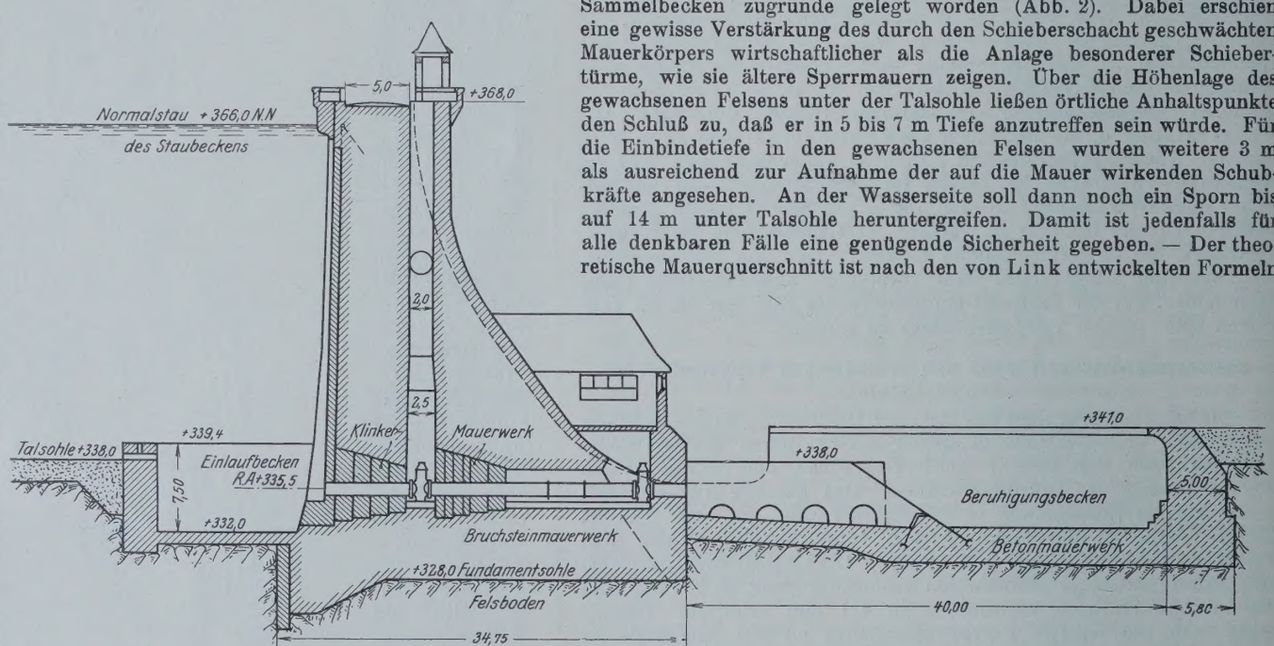


Abb. 2. Schnitt *A—A* durch den Grundablaß mit Schieberschacht I.

berechnet. (Vergl. Zeitschrift für Bauwesen 1919, S. 517 u. f.) Als Baustein soll Granit oder Porphyr mit einem spez. Gewicht von 2,8 von den Höhen zwischen Ahlstädt und Neuhof gewählt werden. Der Mauer ist eine Kronenbreite von 6 m gegeben und danach der für die Massenberechnung anzunehmende volle Mauerquerschnitt ermittelt. Der Schnitt durch den Schieberschacht und Rohrstollen (Abb. 2) zeigt, wie der Schwächung des Mauerwerks durch eine Verstärkung auf der Luftseite Rechnung getragen ist. Ein Querschnitt durch den mittleren Teil der Mauer mit dem Überlauf findet sich in der „Bautechnik“, Jahrg. 1924, Heft 40, S. 456, und zwar in dem Aufsatz über den Weser-Main-Kanal. Auf den Standsicherheitsnachweis für die Mauer soll hier nicht näher eingegangen werden.

Auf die Anordnung der an der Abschlußmauer der Eder- und Diemelsperre zur Ausführung gebrachten „Notauslässe in mittlerer Mauerhöhe“ ist hier verzichtet worden. Denn die Vorteile dieser Auslässe stehen in keinem Verhältnis zu ihren Kosten und stellen nur eine Übersicherheit für den Bestand der Mauer dar, die bei sonst sorgfältiger Durchbildung und Ausführung zuweit geht. Die Erfahrungen an ausgeführten Talsperren lassen es wünschenswert erscheinen, bei der Berechnung der Hochwasser-Entlastungsanlagen von der Mitwirkung der Notauslässe abzusehen und die Abführung des größtmöglichen Hochwassers allein den Hochwasser-Überfällen zuzuweisen.

Selbst wenn sich eine größere Dicke des überschießenden Wasserstrahls ergibt, bleiben die Erschütterungen der Mauer hinter denen, die die voll arbeitenden Grundablässe hervorrufen, weit zurück. Im vorliegenden Fall soll daher die berechnete größte Hochwassermenge von 175 m³/Sek. allein über den Kronenüberfall zum Abfluß gelangen. Die Länge des Kronenüberfalls ist auf 223 m errechnet und wird erreicht durch 30 Öffnungen von 7,45 m Lichtweite, zwischen denen 29 Zwischenpfeiler von 1,8 m Stärke die Auflagerung der Fahrbahnkonstruktion ermöglichen. Besondere Sorgfalt ist der Ausbildung des Sturzbettes zuteil geworden, das sich, wie Abb. 1 erkennen läßt, in der ganzen Ausdehnung des Überfalls von den Grundablässen *A* bis zu den Betriebsauslässen *B* erstreckt. Die Breite des Sturzbettes erweitert sich nach dem einseitig angeordneten Auslauf zu im Verhältnis der abzuführenden Wassermenge. Die Dicke des überfallenden Wasserstrahls ist so gering, daß die Wucht der herabstürzenden Wassermengen durch die Reibung an der rauhen Mauer und der Luft erheblich gemildert wird. Durch die kräftige, in den festen Felsen eingebundene Stoßmauer kann sie in Verbindung mit dem im Sturzbett ständig gehaltenen Wasserpolster völlig unschädlich gemacht werden.

Die Betriebsauslässe sind am linken Talhang angeordnet, weil sich von hier aus die kürzeste Linienführung der Druckrohre ergibt. Es sind vier Rohre von 1,2 m Durchm. vorgesehen, die einzeln in besonderen Rohrstollen liegen. Diese vier Entnahmerohre vereinigen sich beim Austritt aus dem Schieberschacht zu zwei Druckrohren von 1,7 m Durchm., die zu dem 1500 m weiter unten liegenden Kraftwerk führen.

Der zu einer etwaigen Entleerung des Beckens erforderliche Grundablaß ist, wie bereits erwähnt, am nördlichen Talhang angeordnet. Ihm kommt, wenn die Abführung des Hochwassers ganz dem Kronenüberfall zugewiesen wird, nicht dieselbe Bedeutung zu wie an anderen ausgeführten Talsperren. Für die ihm verbleibende Aufgabe, das Staubecken gegebenenfalls ohne Inanspruchnahme der Betriebsrohre zu entleeren, genügt ein einziges Rohr, für das indessen noch ein zweites als Ersatz vorgesehen ist. Diese beiden Rohre sollen, wie die Betriebsrohre, 1,2 m Durchm. und dreifache Verschlüsse erhalten. Die größte abzuführende Wassermenge ist auf 22 m³/Sek. berechnet. Bei dieser Wassermenge erschien es möglich, die Anlage eines besonderen Abflußkanals schräg durch das wertvolle Wiesental zu ersparen und sie nach Beruhigung in einer besonderen Anlage durch das Sturzbett des Entlastungsüberfalls abzuleiten. Vor den Grundablässen ist deshalb ein durch eine Längsmauer geteiltes Beruhigungsbecken vorgesehen, das durch eine Überlaufschwelle, 2,5 m über Rohrachse, mit dem Sturzbett in Verbindung steht (Abb. 1 u. 2). Bei Öffnung des Grundablasses entsteht dadurch ein starkes Wasserpolster. Zur Brechung des ausströmenden Wasserstrahles ist noch eine besondere Schwelle vorgesehen, wie sie sich bei der Waldecker Sperre gut bewährt hat. 20 m weiter laufen die durch die Schwelle gebrochenen Wassermassen auf eine Auflauftreppe auf, wo sie den Rest ihrer lebendigen Kraft verlieren und zunächst seitlich, dann rückwärts über die Schwelle zum Abfluß in das Sturzbett gelangen.

Die Kraftwerkanlage.

Wenn die Talsperre auch in erster Linie für die Speisung des Werra-Main-Kanals und für die Anreicherung des Niedrigwassers der Werra geplant ist, so erfordert doch die Wirtschaftlichkeit eine möglichst vollständige Ausnutzung der durch das Staubecken geschaffenen Wasserkraft. Nach einem besonderen, unter Zugrundelegung der genau erforschten Wasserverhältnisse des Werragebietes ausgearbeiteten Betriebsplan würde der jährliche Gewinn an elektrischer Energie im Mittel von 10 Jahren durchschnittlich rd. 7 050 000 kWh betragen. Da die Ausnutzung der Talsperrenkraft als Spitzenleistungswerk für ein größeres Netz gedacht ist, so muß noch eine Ausgleichweiheranlage geschaffen werden, um aus dieser das Wasser dem Flußlauf wieder gleichmäßig zuzuführen.

Für die örtliche Lage des Ausgleichbeckens fand sich unterhalb des Klostergutes (Abb. 1) in der durch die Straße Themar—Veßra und den Oberwassergraben des Elektrizitätswerkes Themar eingeschlossenen Fläche die Möglichkeit, durch Eindeichung an den tiefliegenden Stellen ein Becken von ausreichender Größe herzustellen. Um das zwischen der Sperrmauer und dem Ausgleichweiher vorhandene Gefälle mit auszunutzen, erschien es zweckmäßig, trotz der entstehenden Reibungsverluste das Kraftwerk unmittelbar an den Ausgleichweiher zu legen und die Druckrohrleitung bis dorthin zu verlängern.

Die Ausbaugröße des Kraftwerkes, auf dessen innere Einrichtung hier nicht näher eingegangen werden soll, ist auf 4200 PS bemessen. Der erforderliche Inhalt des Ausgleichbeckens muß sich nach der zu erzielenden Spitzenleistung richten. Als mögliche gleichmäßige Entnahme für die Sommermonate wurden nach dem aufgestellten Wasserwirtschaftsplan 4,4 m³/Sek. ermittelt. Es wurde angenommen, daß in 6-stündiger Leistung die vierfache Regelwassermenge abgegeben werden soll, und danach die Schluckfähigkeit der Turbinen auf $4 \cdot 4{,}4 = 17{,}6$ m³/Sek. bemessen. Für das Ausgleichbecken ergab sich dann ein Inhalt von 285 000 m³, wenn eine gleichmäßige Abgabe an die Werra erzielt werden sollte. Dieser Inhalt ist vorhanden, wenn im Ausgleichbecken bis + 335,4 N.N. gestaut wird. Die Absenkung soll bis + 331,3 N.N. stattfinden. Die Ausmündung der Turbinensaugrohre kommt dann auf + 331 N.N. zu liegen. Für das vorhandene Elektrizitätswerk ist eine Erweiterung möglich und ein Ausbau auf 250 PS vorgesehen. Zur Entlastung und zur Leerung des Beckens ist an seinem unteren Ende ein Schützenbauwerk von 6 m Lichtweite vorgesehen.

Die gesamte Wasserkraft, die durch die beschriebene Talsperre gewonnen werden kann, setzt sich zusammen aus dem Gewinn an dem neuen Sperrenkraftwerk und an dem erweiterten Werk, sowie aus dem Gewinn in sämtlichen Kraftwerken der Werra bis hinab nach Hann.-Münden. Von einer Berücksichtigung des Gewinnes, den auch die geplanten Kraftwerke an der zu kanalisierenden Weser haben werden, soll zunächst abgesehen werden, da die Ausbaugröße dieser Werke noch nicht bekannt ist. Die Kraftleistung des Sperrenkraftwerks war bereits mit 7 050 000 kWh angegeben, der Mehrgewinn am vorhandenen Werk kann auf 725 000 kWh geschätzt werden. Die Vorarbeiten für den Weser-Main-Kanal haben ferner ergeben, daß nach planmäßigem Ausbau jeder künftigen Staustufe in der Werra die durch die Talsperre erzeugte absolute Mehrleistung aller Werrakraftwerke 6 830 000 kWh betragen würde.

Der gesamte Kraftgewinn, der sich aus dem Bau der Schleusetalsperre erzielen läßt, wird daher betragen:

$$7\,050\,000 + 725\,000 + 6\,830\,000 = 14\,605\,000 \text{ kWh}.$$

Nicht unerwähnt bleiben mag schließlich, daß der durch die Sperre gebildete Stausee von über 400 ha Größe eine ergiebige Fischerei ermöglichen würde, besonders wenn in dem nördlichen Zipfel des Roßbachtales eine Fischzuchtanlage geschaffen wird, wie dies bei der großen Waldecker Sperre mit Erfolg geschehen ist.

Die Veranschlagung der Anlage- und Betriebskosten.

Um ein Urteil über die Bauwürdigkeit der vorbeschriebenen Talsperrenanlage zu gewinnen, ist die Kenntnis der Anlagekosten und der jährlichen Betriebs- und Unterhaltungskosten unentbehrlich. Es soll daher nachstehend der Kostenüberschlag des Vorarbeitenamtes wiedergegeben werden. Die Vordersätze sind auf Grund sorgfältiger Massen- und Flächenberechnungen ermittelt. Die Einheitspreise beruhen auf den Vorkriegspreisen und würden gegebenenfalls mit den für die Zeit der Bauausführung geltenden Verteuerungsziffern zu vervielfachen sein. Da es noch in keiner Weise feststeht, in welcher Weise die Geldbeschaffung für den Bau des Werra-Main-Kanals und der mit ihm im Zusammenhang stehenden Schleusetalsperre ermöglicht wird, soll zunächst hier von der Einstellung sogenannter „Bauzinsen“ abgesehen werden.

Der Kostenüberschlag ist in sechs Titel gegliedert und stellt sich demnach wie folgt:

Titel I. Grunderwerb, Umsiedlung von Ortschaften und Entschädigungen.

485 ha zu überstauende Flächen, einschließlich des Geländes für die Straßen- und Bahnverlegungen, größtenteils Wiesen- und Kulturland, teils aus Staats, teils aus Privatbesitz zu erwerben, mit etwaigen Entschädigungen für Wirtschaftserschwernisse, Stauschäden, entgangene Nutzung usw. je ha 6000 Mark = 2 910 000 Mark; 54 Wohnstätten der Ortschaft Rappelsdorf, teils auf Gelände der Domäne Kloster Veßra, teils an der Straße nach Gethles wieder anzusiedeln, einschließlich der erforderlichen Wegebaukosten und aller Nebenanlagen, im Mittel für eine Wohnstätte 20 000 Mark = 1 080 000 Mark; für den Erwerb zweier Triebwerke bei Schleusingen und kapitalisierte, in elektrischer Energie zu gewährende Entschädigung zweier weiterer Triebwerke sind 210 000 Mark eingestellt. Titel I zusammen 4 200 000 Mark.

Titel II. Das Abschlußbauwerk.

108 000 m³ Bodenmassen, davon etwa $^2/_3$ Erde, Geröll und loser Felsen und $^1/_3$ fester Sandstein, aus der Baugrube der Mauer, zum Teil unter Wasserhaltung auszuheben, das zur Wiederverwendung geeignete Material auszusondern, das übrige zur Aufhöhung des Geländes ober- und unterhalb der Sperrmauer einzubauen je m³ 2,5 Mark = 270 000 Mark. 30 000 m³ Erde und Gerölle aus der Baugrube der Sturzbecken und aus dem neuen Schleusebett unterhalb der Mauer auszuheben und wie vor zu verwenden je m³ 1,5 Mark = 45 000 Mark.

Für Umleitung der Schleuse während der Bauzeit schätzungsweise = 15 000 Mark. 8400 m³ Lehm zur Dichtung des wasserseitigen Mauerfußes lagenweise einzubringen und festzustampfen, bei Entnahme des Lehms aus den Ablagerungen oberhalb der Mauer, je m³ 3,0 Mark = 25 200 Mark. 290 000 m³ Bruchsteinmauerwerk der Sperrmauer, der Einlaufkammern, Sturz- und Beruhigungsbecken (dabei einzelne Bau-

teile in Beton) herzustellen, einschließlich Ausfugen aller Ansichtflächen und Wandungen der Schieberschächte und Stollen, sowie einschließlich Einmauerung der Rohre in Klinkermauerwerk, bei Heranschaffung der Bausteine aus 4 km Entfernung mittels Drahtseilbahn, je m^3 21,0 Mark = 6 090 000 Mark. 18 000 m^2 der Wasserseite der Mauer mit einem 25 mm starken Putz aus Zement-Traß-Kalkmörtel und zweimaligem Bitumenanstrich zu versehen je m^2 3,5 Mark = 63 000 Mark. 13 500 m^3 Mauerwerk des Schutzmantels an der Wasserseite 0,75 m stark in Zement-Traß-Kalkmörtel herzustellen, als Zulage je m^3 7,5 Mark = 101 250 Mark. Für die Anlieferung und den Einbau von Abdeckplatten, Werk- und Hausteinen als Zuschlag 10 000 Mark. Für Lieferung und Einbau der Sohlen- und der aufgehenden Mauerwerkdrainage als Zuschlag 15 000 Mark. 120 lfd. m flußeiserne Rohre der Betriebsauslässe von 1,2 m Durchm. einschließlich aller Verschraubungen anzuliefern und einzubauen je m 150 Mark = 18 000 Mark. 8 Stück Normalschieber von 1,2 m l. W., davon 4 mit Gestängen in den Schieberschächten, mit den zugehörigen Windevorrichtungen anzuliefern und einzubauen je Stück 5000 Mark = 40 000 Mark. 4 Stück Notverschlüsse an der Wasserseite als Rollschützen mit Gestänge und Windevorrichtung anzuliefern und einzubauen je Stück 3000 Mark = 12 000 Mark. Die gleichen Rohre und Absperrvorrichtungen für die beiden Grundablaßrohre bis zur Ausmündung aus den Schieberhäusern zu liefern und einzubauen 35 000 Mark. Für Armaturen, Geländer und kleinere Eisenteile 44 550 Mark. Für zwei Schieberhäuser und die Aufbauten auf der Mauer 26 000 Mark. Titel II zusammen 6 810 000 Mark.

Titel III. Eisenbahn- und Straßenbauten.

Für Verlegung der eingleisigen Bahnstrecke Themar—Schleusingen einschließlich Neuanlage der Bahnhöfe und Haltestellen, der Sicherungsanlagen usw., unter Abzug des Verkaufswertes der auszubauenden Oberbaustoffe, nach Angabe der Eisenbahndirektion 1 600 000 Mark. 7,7 km der Hauptstraße Kloster Veßra—Schleusingen am Talhang neu zu erbauen einschließlich der erforderlichen Durchlässe und Baumpflanzungen je km 60 000 Mark = 462 000 Mark. Für Verlegung der Straße Schleusingen—Gethles auf 1500 m Länge ohne den Dammkörper über dem Vorbecken = 75 000 Mark. Für Höherlegung der Straße Schleusingen—Hildburghausen auf 500 m Länge 45 000 Mark. 6 km unbefestigte Holzabfuhr- und Feldwege einschließlich der erforderlichen Rohrdurchlässe herzustellen je km 6000 Mark = 36 000 Mark. Titel III zusammen 2 218 000 Mark.

Titel IV. Nebenanlagen.

Für Herstellung eines gleichzeitig als Straßendamm dienenden Abschlußdammes für das Vorbecken unterhalb Schleusingen bei 400 m Länge 50 000 Mark. Für ein Überfall- und Entlastungsbauwerk in diesem Damm 60 000 Mark. Für das Talsperrenwärter-Dienstgehöft 20 000 Mark. Titel IV zusammen 130 000 Mark.

Titel V. Ausgleichweiher, Druckrohrleitung und Kraftwerk.

15 ha Grunderwerb, größtenteils Wiesen, zur Anlage des Ausgleichweihers und für die Druckrohrbahn anzukaufen einschließlich aller Nebenkosten je ha 6000 Mark = 90 000 Mark. 42 000 m^3 Boden der Rohrbahn und des Grabens durch den Ausgleichweiher auszuheben und in die Deiche einzubauen je m^3 2,0 Mark = 84 000 Mark. 5500 m^3 Lehm zur Dichtung der Dämme zu gewinnen und lagenweise einzubauen je m^3 3,0 Mark = 16 500 Mark. 7500 m^2 Böschungspflaster am Ausgleichweiher aus den beim Baugrubenaushub gewonnenen Sandsteinen auf Kiesunterlage herzustellen je m^2 4,0 Mark = 30 000 Mark. 1500 m^2 Sohlen- und Böschungspflaster am Turbinenauslauf des Kraftwerkes und am Auslaufbauwerk des Weihers aus Basalt- oder Granitsteinen herzustellen je m^2 7,5 Mark = 11 250 Mark. 3000 m flußeiserne Rohre von 1,7 m Durchm. einschließlich der erforderlichen Übergangstücke am Schieberhaus anzuliefern und zu verlegen je m 100 Mark = 300 000 Mark. 1500 m Unterbau der Druckrohrleitung herzustellen einschließlich der Ankerklötze und der Wasserhaltung je m 30 Mark = 45 000 Mark. Ein Überführungsbauwerk über die Schleuse für die Rohrleitung 10 000 Mark. Ein Unterführungsbauwerk unter der vorhandenen Eisenbahn 15 000 Mark. Die Kosten des Krafthauses mit allen Maschinen und Starkstromanlagen bei 4200 PS Ausbaugröße und bei 31 m größter Druckhöhe nach Th. Köhn geschätzt auf 100 Mark/PS, mithin 420 000 Mark. Entnahme- und Entlastungsbauwerk am Ausgleichbecken nebst Abflußrinne zur Werra 30 000 Mark. Für Erweiterung des Elektrizitätswerkes Themar um 250 PS = 50 000 Mark. Für Unvorhergesehenes 15 250 Mark. Titel V zusammen 1 117 000 Mark.

Titel VI. Bauleitung und Insgemein.

Für die Kosten der Bauleitung und des Grunderwerbsgeschäftes, für Wohlfahrtszwecke und für Unvorhergesehenes sind vorgesehen zusammen 15 % der Titel I bis V, mithin beträgt Titel VI = 0,15 · 14 475 000 = rd. 2 125 000 Mark.

Hiernach stellt sich die Schlußsumme des Kostenüberschlages auf:

14 475 000 Mark + 2 125 000 Mark = 16 600 000 Mark.

Wenn für die Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals 5,5 % der vorstehend ermittelten Anschlagsummen gerechnet und für die Unterhaltungs- und Betriebskosten übliche Sätze angenommen werden, so ergeben sich die Jahreskosten aus folgender Tabelle:

Zusammenstellung der Anlagekosten und Jahreskosten.

Art der Anlage / Titel	Verzinsung und Tilgung	Erneuerung	Unterhaltung und Betrieb	im ganzen	Anlagekapital	Jahreskosten
	% des Anlagekapitals				Mark	Mark
I. Grunderwerb	5,5	—	—	5,5	4 200 000	231 000
II. Absperrbauwerk	5,5	0,1	0,3	5,9	6 810 000	401 790
III. Eisenbahn- u. Straßenbauten	5,5	—	—	5,5	2 218 000	121 990
IV. Nebenanlagen	5,5	0,3	1,0	6.8	130 000	8 840
V. a) Ausgleichweiher	5,5	0,1	0,5	6,1	231 750	14 140
b) Druckrohrleitung	5,5	0,8	0,4	6,7	370 000	24 790
c) Kraftwerk	5,5	3,5	3,0	12,0	470 000	56 400
d) Bauwerke am Ausgleichweiher	5,5	0,3	1,0	6,8	45 250	3 080
VI. Bauleitung u. Insgemein	5,5	0,1	0,3	5,9	2 125 000	125 380
				zusammen	16 600 000	987 410

Eisenbahn und Straßen gehen nach Inbetriebnahme in andere Verwaltungen über.

Schlußbemerkung.

Da die Schleuse-Talsperre in erster Reihe für die Verbesserung des Niedrigwassers der Werra und für die Speisung der Scheitelhaltung des Werra-Main-Kanals bestimmt ist, braucht billigerweise nur ein Bruchteil der Jahreskosten durch Kraftgewinn allein gedeckt zu werden. Die Kosten von 1 kWh würden sich sonst auf $\frac{987\,410}{14\,605\,000} = 6{,}76$ Pf. stellen, gegenüber einem zurzeit erzielbaren Verkaufspreise von 3 bis 4 Pf. Es muß daher ein entsprechender Teil der Jahreskosten auf andere Weise Deckung finden, indem das Reich, die beteiligten Uferstaaten und sonstige Interessenten dafür eintreten. Ihre Belastung wird natürlich um so geringer sein, je höher sich 1 kWh in Zukunft verwerten lassen wird.

Als Bauzeit sind vom Vorarbeitenamt fünf Jahre vorgesehen, doch ließe sich die Zeit wesentlich verkürzen, wenn die Sperrmauer statt in Bruchsteinmauerwerk in „Gußbeton“ ausgeführt würde, für den die benachbarten Basaltsteinbrüche vortreffliches Material liefern könnten.

Für das Reich, als dem Bauherrn des künftigen Werra-Main-Kanals, ist der Bau der Talsperre eine Notwendigkeit. Aber schon die verbesserte Wasserführung und der vermehrte Kraftgewinn in der Werra hat für die Anwohner und besonders für die Kaliindustrie im Werratal eine so hervorragende Bedeutung, daß die Schleuse-Talsperre schon vor dem Ausbau der Scheitelhaltung des Kanals im Zusammenhang mit der als wirtschaftlich erwiesenen „Kanalisierung der unteren Werra“ in Angriff genommen werden sollte.

Ausgestaltungsmöglichkeit der Standseilbahn-Linienführung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ing. Dr. **Eugen Czitary**, Wien.

(Schluß aus Heft 33.)

c) Beispiele.

1. Beispiel. Es wird vorausgesetzt, daß das Einheitsgewicht des Seiles der oberen Teilstrecke doppelt so groß sei wie jenes der unteren, also $2\,p_1 = p_2$ oder $p_1 = \Delta p$, dadurch wird auch $B_1 = B_2$ und $B_1 - B_2 = 0$, so daß die Gl. 9 dann lautet

$$\eta = A\,B_2\,s^2 + A\,(1 - B_2\,L)\,s - f(s). \qquad (12)$$

Denkt man sich das Vierwagensystem, wie früher ausgeführt, aus zwei Zweiwagensystemen zusammengesetzt, so ergeben sich für die beiden Teillängenschnitte nach Reckenschuß die Gleichungen $y_1 = A_1\,B_1\,s^2 + A_1\,(1 - B_1\,L)\,s$ und $y_2 = A_2\,B_2\,s^2 + A_2\,(1 - B_2\,L)\,s$. Durch Addition

dieser Ausdrücke folgt: $y_1 + y_2 = A B_2 s^2 + A (1 - B_2 L) s$. Die rechte Seite der eben erhaltenen Gleichung kommt aber bereits in Gl. 12 vor, so daß diese bei Ersetzung des genannten Teiles durch $(y_1 + y_2)$ in

$$\eta = y_1 + y_2 - y \tag{13}$$

übergeht, wenn gleichzeitig auch y statt $f(s)$ geschrieben wird. Gl. 13 gibt eine, wie sich später zeigen wird, für die Trassierung sehr gut geeignete Regel, die als Additionsgesetz der Teillängenschnitte bezeichnet werden soll; sie lautet: „Ist der Längenschnitt einer Teilstrecke als beliebige Kurve mit den Ordinaten y gegeben, so findet man den Längenschnitt der anderen, indem man über jeden der beiden Bahnabschnitte den richtigen Teillängenschnitt zeichnet, der sich bei Auflösung des Vierwagensystems in zwei Zweiwagensysteme ergibt, die Ordinatendifferenz $y_1 - y$ bildet und diese von den entsprechenden Punkten des richtigen Längenschnittes der zweiten Teilstrecke mit y_2 als Ordinaten abträgt."

Für die Abszissen zusammengehöriger Punkte besteht ebenso wie früher die Beziehung $x : \xi = L_1 : L_2$. Die sich bei Gültigkeit des Additionsgesetzes ergebende Gestalt des Gesamtlängenschnittes wird durch Abb. 9 veranschaulicht. Schließlich wäre noch zu bemerken,

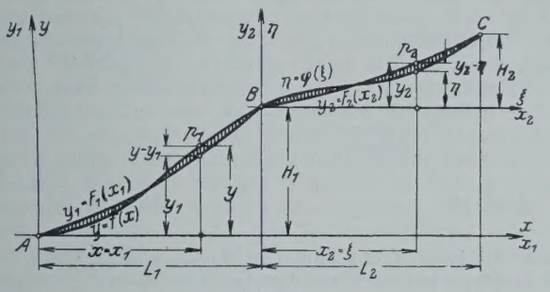


Abb. 9.

daß man statt des Höhenplanes eines Bahnabschnittes auch nicht zusammengehörige Stücke beider Teilstrecken beliebig wählen und mit Hilfe des Additionsgesetzes die Form der Reststücke bestimmen kann.

2. Beispiel. Der beliebig gewählte Teillängenschnitt sei schief symmetrisch zur Geraden G als Symmetrieachse und $\overline{AB}$ als Richtung der Symmetriezahlen (Abb. 10). Er muß demnach der Bedingung $\frac{H_1}{L} \cdot s - f(s) = \frac{H_1}{L}(L - s) - f(L - s)$ genügen. Daraus ist $f(L - s) = \frac{H_1}{L}(L - 2s) + f(s)$. Dieser Ausdruck wird in die Gl. 9 eingeführt, und es folgt $\eta = A B_2 s^2 + A (1 - B_2 L) s + (B_1 - B_2) \left[\int f(s)\, ds - \int \frac{H_1}{L} (L - 2s)\, ds - \int f(s)\, ds \right] - f(s)$.

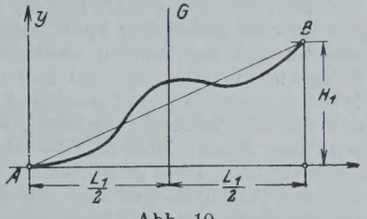


Abb. 10.

Durch Vereinfachung entsteht die Gleichung $\eta = [A_2 B_2 s^2 + A_2 (1 - B_2 L) s] + [A_1 B_1 s^2 + A_1 (1 - B_1 L) s] - f(s)$, die schließlich in $\eta = y_1 + y_2 - y$ übergeht, und woraus man sieht, daß auch in diesem Falle das Additionsgesetz der Teillängenschnitte Geltung hat.

d) Schlußfolgerung aus den Beispielen.

Auf Grund der Ergebnisse der Beispiele 1 u. 2 liegt die Frage nahe, ob dies die einzigen Fälle sind, für die das Additionsgesetz strenge Gültigkeit besitzt, und wenn ja, ob sich das Gesetz wegen seiner Einfachheit zur angenäherten Profilbestimmung bei der Trassierung auch dann eignet, wenn seine Bedingungen nicht ganz erfüllt sind. Man schlägt für die Beantwortung am besten den folgenden Weg ein: Das Additionsgesetz lautet $\eta = y_1 + y_2 - y$.

Differenziert man diese Gleichung nach s, so ergibt sich

$$\frac{dy}{ds} + \frac{d\eta}{ds} = \frac{dy_1}{ds} + \frac{dy_2}{ds}$$

und nach Einsetzung der betreffenden Winkelfunktionen für die Differentialquotienten

$$\sin \alpha_1' + \sin \alpha_2' = \sin \alpha_1 + \sin \alpha_2. \tag{14}$$

Nach der für das Zweiwagensystem geltenden Herleitung des richtigen Längenschnittes von Reckenschuß ist die Bedingungsgleichung für diesen $\sin \alpha = A + B h$, die auch hier in Anwendung kommt, weil das Additionsgesetz ja eine Zerlegung des Vierwagensystems in zwei Zweiwagensysteme beinhaltet. Man darf daher schreiben

$$\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2 = A_1 + B_1 h_1 + A_2 + B_2 h_2.$$

Für den Fall, daß ein Teillängenschnitt beliebig gewählt wird, besteht die Bedingungsgleichung 5, sie lautet

$$\sin \alpha_1' + \sin \alpha_2' = A_1 + B_1 h_1' + A_2 + B_2 h_2'.$$

Ersetzt man nun in Gl. 14 die Winkelfunktionen durch die obigen Ausdrücke, so folgt als Bedingung für die Gültigkeit des Additionsgesetzes $B_1 h_1' + B_2 h_2' = B_1 h_1 + B_2 h_2$ und nach Kürzung durch $(P_1 + P_2)$

$$p_1 h_1' + \Delta p\, h_2' = p_1 h_1 + \Delta p\, h_2. \tag{15}$$

Führt man in Gl. 15 statt der Höhenunterschiede zusammengehöriger Wagenstellungen die betreffenden Ordinaten ein (Abb. 10), so bekommt man

$$p_1 (y_{1\,\mathrm{I}} - y_{1\,\mathrm{II}}) + \Delta p (\eta_{\mathrm{III}} - \eta_{\mathrm{IV}}) = p_1 (y_{1\,\mathrm{I}} - y_{1\,\mathrm{II}}) + \Delta p (y_{2\,\mathrm{III}} - y_{2\,\mathrm{IV}}).$$

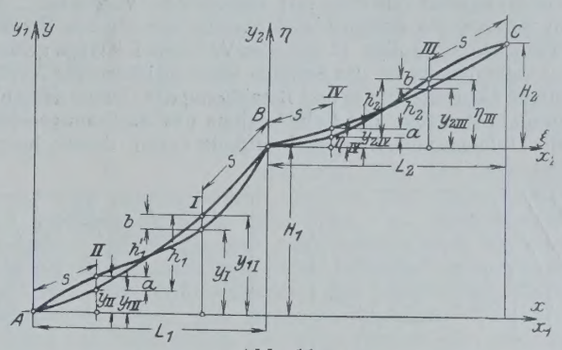


Abb. 11.

Daraus ergibt sich weiter

$$p_1 h_1 + \Delta p\, h_2 = p_1 h_1 + \Delta p\, h_2 + (\Delta p - p_1)(a + b).$$

Diese Gleichung ist nur dann erfüllt, wenn $(\Delta p - p_1)(a + b) = 0$ ist, was also entweder $p_1 = \Delta p$ oder $a = -b$ erfordert. Das erstere entspricht der Voraussetzung des 1., das letztere aber jener des 2. Beispiels. Man erkennt dadurch, daß die behandelten Fälle tatsächlich die einzigen sind, für die das Additionsgesetz der Längenschnitte streng gilt. Kann den Bedingungen des Additionsgesetzes aber nicht genügt werden, so stellt $(\Delta p - p_1)(a + b)$ bei Vergegenwärtigung der Gleichgewichtsbedingungen für die ganze Bahn, die jeweilige durch die Anwendung des Gesetzes entstandene Änderung der Umfangskraft an der Antriebscheibe dar. Diese Änderung wird aber nicht groß sein, da, abgesehen davon, daß $\Delta p - p_1$ nur einen kleinen Betrag ausmacht, auch $a + b$ nicht viel ausgibt, weil übermäßige Abweichungen von den richtigen Teillängenschnitten nur selten vorkommen dürften. Mithin scheint das Additionsgesetz geeignet, auch bei nicht vollkommener Erfüllung seiner Gültigkeitsbedingungen zumindest zur angenäherten Profilbestimmung herangezogen zu werden.

3. Über die Linienführung des Vierwagensystems.

Als oberster Grundsatz der Linienführung muß sowohl wegen Vermeidung zu hoher Baukosten, als auch wegen Störung des Landschaftsbildes möglichste Anpassung der Bahn an die Geländeform gelten. Der zweite Grundsatz wird die Ausführung des richtigen Längenschnittes betreffen, wegen dessen Bedeutung für eine wirtschaftliche Betriebsführung. Wie schon bekannt, kann beim Zweiwagensystem beiden Forderungen zugleich nicht Genüge geleistet werden. Dagegen ist beim Vierwagensystem diese Schwierigkeit durch die zwischen den Teilstrecken geschaffene Abhängigkeit der Längenschnitte zum größten Teil beseitigt. Bevor jedoch auf die Grundzüge der Gestaltung der einzelnen Bahnabschnitte eingegangen wird, muß zunächst über die Gesamtanordnung des Vierwagensystems das Wesentlichste ausgeführt werden.

a) Die allgemeine Anordnung von Doppelstandseilbahnen.

Die einzige bestehende Anlage dieser Art ist die vor kurzem dem Betrieb übergebene Seilbahn am steirischen Erzberg. Sie ist, wie schon auf S. 441 u. 442 berichtet, im allgemeinen senkrecht zu den Schichtenlinien angelegt und stellt im Grundriß einen von der unteren bis zur oberen Station stetig verlaufenden Linienzug dar. Eine solche Anordnung bringt aber verschiedene Nachteile mit sich. Obwohl auf die genaue Einhaltung des richtigen Längenschnittes, womit hier die beiden Vautierschen Parabeln der Teilstrecken gemeint sind, gleich von vornherein verzichtet wurde, muß man feststellen, daß von einer weitgehenden Anschmiegung der Bahn an das Gelände nicht die Rede sein kann. Es hätte aber auch die Anwendung des Additionsgesetzes nichts genutzt, weil bei der gewählten Trasse noch ein anderer Faktor auf die Gestaltung des Höhenplanes stark einwirkte. Dieser Faktor

besteht in der Gefahr des Abhebens des Zugseiles. Man begegnet ihr durch möglichst große Ausrundungsbogen der Gefällbrüche.[15]) Die sich daraus ergebenden Längenschnittänderungen können nur durch die Ausführung gemauerter Dämme, steinerner oder eiserner Viadukte bewerkstelligt werden, womit natürlich eine beträchtliche Erhöhung der Baukosten der Bahn verbunden ist. Eine stellenweise Verschiebung der Linie in der Querrichtung zur Erreichung derartiger Längenschnittänderungen bei gleichzeitiger Umgehung der Kunstbauten wird bei Anlage der Bahn senkrecht zu den Schichtenlinien und in einem stetigen Linienzuge kaum möglich sein. Diese Nachteile können aber vermieden und die gewünschte Anpassungsfähigkeit kann erreicht werden, wenn die beiden Teilstrecken so angeordnet werden, daß sie mit den Schichtenlinien einen spitzen Winkel bilden und in der Umsteigestation stumpfwinklig aneinanderstoßen. Es wird also hierbei auf die Stetigkeit des Verlaufes der Linie, die ohnedies keine nennenswerten Vorteile mit sich bringt, verzichtet. Abb. 12 zeigt im Schema die stetige Linienführung, wie sie am Erzberg zur Anwendung kam, und Abb. 13 die vom Verfasser ins Auge gefaßte, bei der die Anschmiegung an das Gelände unter gleichzeitiger Ausführung des richtigen Längenschnittes und Beseitigung der Gefahr des Abhebens des Zugseiles, einerseits mit Zuhilfenahme des Additionsgesetzes und anderseits infolge von Längenschnittänderungen durch berg- oder

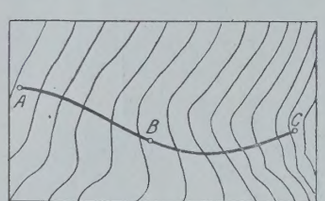


Abb. 12.

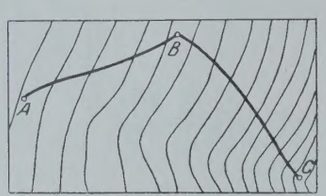


Abb. 13.

talseitige Linienverschiebungen erreicht werden kann. Eine solche Anlage der Bahn wird auch zu empfehlen sein, wenn es sich darum handelt, mehrere auf einem Berghang gelegene Ortschaften oder Höhenkurorte mit dem Tale, der Eisenbahn usw. in Verbindung zu bringen. Bei Vergnügungs- oder Touristenbahnen, die über sehr steile, durch Felswände unterbrochene Hänge zu Aussichtspunkten und Berghotels führen sollen, wo also die unmittelbare Linienführung mit außerordentlichen Geldopfern verbunden wäre, scheint es zweckmäßig, den von den Teilstrecken eingeschlossenen Winkel noch mehr zu verkleinern, so daß Spitzkehren entstehen (Abb. 14). Wenn möglich, wird man im letzteren Falle auch die Mittelstation schon so wählen, daß sich von ihr aus bereits den Reisenden ein Ausblick auf die landschaftlichen Schönheiten der Gegend bietet, und sie deshalb mit einer Gastwirtschaft verbinden. Die weiteren Vorteile, die sich durch die neue Linienführung gegenüber der ursprünglichen Anlageweise ergeben, sind mannigfacher Art und sollen in der Folge näher beleuchtet werden.

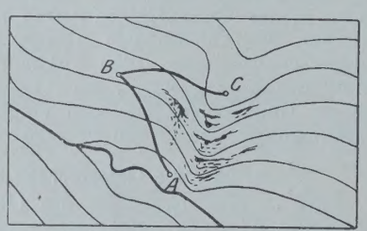


Abb. 14.

Zunächst werden durch Anlage der Teilstrecken unter einem stumpfen Winkel zueinander oder in einer Spitzkehre die Durchschnittsneigungen der beiden Bahnabschnitte verkleinert. Die wirksamen Wagengewichtkomponenten haben daher einen geringeren Betrag als bei Anordnung der Bahn in einem stetigen Linienzuge. Daraus folgt die Möglichkeit der Anwendung schwächerer Seile, wodurch sich die Seilscheiben des Antriebes mit günstigeren Durchmessern ergeben als im ursprünglichen Falle.[16]) Selbstverständlich wird bei der vorgeschlagenen Anlageart der Bahn wegen der auftretenden geringeren Kräfte auch der Antrieb und der Motor in kleineren Abmessungen gehalten werden können. Dabei erscheint es geboten, auch etwas über den Aufstellungsort des Antriebes selbst zu bemerken.

Es ist bekannt, daß sich bei der Seilbahn auf den Erzberg der Antrieb in der Bergstation befindet, eine Anordnung, die auch den vorstehenden Untersuchungen über den richtigen Längenschnitt von Doppelbahnen der Übersichtlichkeit halber zugrunde gelegt wurde.

[15]) Siehe Fliegner, Bedingungen gegen das Abheben des Drahtseiles bei Seilbahnen. Schw. Bauztg., Bd. LVIII, Nr. 4.

[16]) Vergl. das über die Biegungsbeanspruchung der Zugseile Ausgeführte in Findeis, Berechnungsgrundlagen des Baues von Drahtseilbahnen. Wien 1923, Verlag Deuticke.

Eine solche Aufstellung hat aber den Nachteil, daß das die beiden oberen Wagen verbindende und um die Antriebscheibe geschlungene Seilstück sehr stark gehalten werden muß (Abb. 2); ja, es ist sogar möglich, daß die sich dabei als notwendig erweisenden Scheibendurchmesser bereits außerhalb des Bereiches noch praktisch erträglicher Abmessungen fallen, was dann ein baldiges Unbrauchbarwerden des oberen Seilstückes nach sich zieht. Wird diese Antriebsanordnung beibehalten, wenn die Teilstrecken unter einem Winkel zueinander liegen, so ergeben sich infolge der geringeren Steigung wohl leichtere Seile, immerhin bekommt trotzdem das obere Zugseilstück noch recht beträchtliche Abmessungen. Ferner tritt als ungünstiger Umstand die Notwendigkeit des Einbaues von Seilablenkscheiben in der Mittelstation auf (Abb. 15). Verlegt man dagegen den Antrieb in die Umsteigestation, so entfallen die Ablenkscheiben, es verschwindet auch das starke obere Seilstück, und man erhält durchweg schwache Seile,

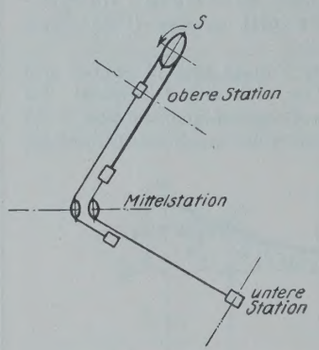


Abb. 15.

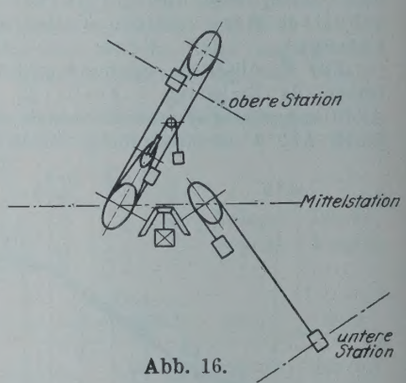


Abb. 16.

weil jetzt auf jedes Trum bloß ein Wagen kommt (Abb. 16). Die gesamte Seillänge ist bei Wahl des Antriebes in der Mitte genau die gleiche wie bei Anordnung in der Bergstation. Als etwaiger Nachteil der hier in Erwägung gezogenen Lage des Antriebes ist die erforderliche Zugseilspannvorrichtung zu bezeichnen. Sie ist unentbehrlich, weil das Seil der oberen Strecke einen geschlossenen Ring bildet. Für ihre Konstruktion hat jedoch der auf dem Gebiete der Seil- und Kettenförderungen bekannte Patentanwalt Otto Ohnesorge in Bochum eine einwandfreie Lösung angegeben, bei der die Antriebsgegenscheibe gleichzeitig Spannscheibe ist.[17]) Man könnte noch einwenden, daß der Antrieb wegen seiner Doppelausbildung größere Anlagekosten verursacht und daß die durch die Umschlingung der Scheiben entstehende und zerstörend wirkende Biegungsbeanspruchung sich auf alle Seilstücke erstreckt, während sie bei der am Erzberg gewählten Bauart bloß auf das obere, allerdings starke Trum beschränkt bleibt. Diese an sich geringfügigen Nachteile werden durch die kleineren Anschaffungskosten der Seile, deren wohl ausgedehntere, aber durchaus günstige Biegungsbeanspruchung und somit bedeutend längere Lebensdauer reichlich aufgewogen. Auch erscheint die obere Station, die oft schwierig zugänglich ist, als Standort für den Maschinisten nicht immer vorteilhaft. Endlich darf nicht unerwähnt bleiben, daß bei der Aufstellung des Antriebes in der Mittelstation die Anlage betriebssicherer ist und die beiden Teilstrecken erforderlichenfalls sich auch einzeln betreiben lassen, wenn Kupplungen im Antrieb eingebaut werden. Man nähert sich dadurch in gewissem Sinne der in der Schweiz bei langen Bahnen üblichen Ausführungsart, die darin besteht, zwei oder mehrere einfache Seilbahnen unabhängig hintereinander anzuordnen (Abb. 17). Wegen der vollkommenen Unabhängigkeit der Teilstrecken wurde dieser Bauart bei Schilderung der verschiedenen Betriebsysteme nicht Erwähnung getan. Die hinsichtlich des Zusammenhanges der Teillängenschnitte aufgefundenen Beziehungen erscheinen durch die vorgeschlagene Verlegung des Antriebes im Wesen nicht berührt, weil die Wirkung beider Teilstrecken zusammen auf den Motor immer dieselbe bleibt, gleichgültig wo sich dieser befindet. Die abgeleiteten Gleichungen behalten somit ihre Gültigkeit bei, nur ist statt $p_2 - p_1 = \Delta p$ die Gewichtsdifferenz zwischen Zug- und Gegenseil der oberen Teilstrecke einzusetzen (Abb. 16).

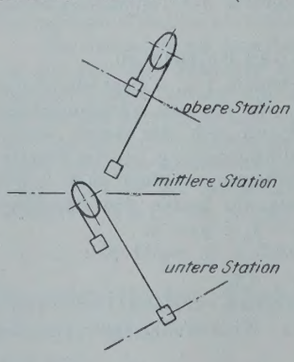


Abb. 17.

Die hier vorgeschlagene Linienführung des Vierwagensystems bringt aber außer den schon genannten Vorteilen noch einige andere. Infolge

[17]) Vergl. den Aufsatz in der Z. d. V. d. I. 1918, S. 549.

der verringerten Durchschnittsneigung wird es in gewissen Fällen, besonders aber dann, wenn die ganze Bahn die Form einer Spitzkehre hat, möglich sein, auf den gemauerten Unterbau zu verzichten und ein durchlaufendes Schotterbett auszuführen. Statt der eisernen Schwellen, die im ersten Falle notwendig sind, kann man sich nunmehr mit hölzernen begnügen. Über die Grenzneigung, bis zu der noch eine Schotterbettung des Gleises anwendbar ist, findet man in der Literatur recht unterschiedliche Angaben. Der häufig vorkommende und hauptsächlich von E. Strub vertretene Zahlenwert von 300% dürfte etwas zu hoch gegriffen sein.[18]) Bei der in rolligem Gebirge gelegenen Seilbahn Siders—Montana—Vermala haben sich schon 250% als zu hoch erwiesen. Der Vollständigkeit halber soll noch erwähnt werden, daß durch die Anschmiegung der Bahnachse an die Geländeform, die für die Herstellung des Unterbauplanums notwendigen Bewegungen der Bodenmassen fast ganz auf den Quertransport beschränkt bleiben Dies ist deshalb von Bedeutung, weil bei den Seilbahnen der Längstransport nicht möglich und Seitendeckungen in den meisten Fällen mit Schwierigkeiten verbunden sind.

Um eine abschließende Beurteilung der hier erörterten neuen Anordnung des Vierwagensystems zu ermöglichen, muß man noch auf seine Nachteile verweisen. Dabei sind zunächst die zu beachten, die schon gelegentlich der Besprechung der Anordnung des Antriebes Erwähnung fanden. Einen weiteren Nachteil bildet die Vergrößerung der Bahnlänge gegenüber der der stetigen Linienführung. Von einer ungünstigen Wirkung der größeren Länge auf die Baukosten kann man aber nur dann sprechen, wenn die Lage der Mittelstation nicht durch die Verkehrsnotwendigkeiten (zu verbindende Ortschaften und dergl.) bedingt ist. Es empfiehlt sich in diesem Falle die Anwendung eines entsprechend großen Knickwinkels der Teilstrecken; dadurch liegt der Längenzuwachs innerhalb mäßiger Grenzen, der sich aus der Einschränkung der Zahl der Kunstbauten ergebende Vorteil ist jedoch beträchtlich. Die andere Folge der Verlängerung der Bahn ist ein Sinken der Leistungsfähigkeit, weil die Fahrgeschwindigkeit nur geringfügige Erhöhungen gestattet.[19]) Zusammenfassend wäre also zu sagen, daß die Nachteile der neuen Anlageform des Vierwagensystems um so größer ausfallen, je kleiner der Winkel ist, den die beiden Teilstrecken miteinander einschließen, vorausgesetzt, daß nicht das Gelände diese Lösung verlangt. Entscheidet die Leistungsfähigkeit und ist die Bodenform nicht zu ungünstig, so wird man den Knickwinkel der Teilstrecken groß wählen, falls er nicht durch andere Umstände gegeben erscheint. Entfällt dagegen die Bedachtnahme auf die Leistungsfähigkeit und ist das Gelände sehr schwierig, wie dies etwa bei Touristenbahnen häufig vorkommen wird, dann stellt die Spitzkehre die passendste Lösung vor.

b) Die Gestaltung der Teilstrecken des Vierwagensystems und die Entwurfsverfassung.

Auf Grund der Vorstudien sind zunächst die Stationen festzulegen. Hierbei muß berücksichtigt werden, daß beiden Teilstrecken die gleiche schiefe Länge zukommt, für die ein Näherungswert aus dem Schichtenplan leicht bestimmbar ist. Das Eigengewicht der Wagen und die Nutzlast ergeben sich aus der vorgeschriebenen Leistungsfähigkeit. Mit Hilfe dieser Angaben ist man nun in der Lage, eine Vorberechnung des Zugseiles durchzuführen. Für eine solche Vorberechnung muß die Wagenstellung, bei der die größte Seilspannkraft an der Antriebscheibe entsteht, angenommen werden, da die Gestalt des Längenschnittes und somit die ungünstigste Lage der Wagen noch unbekannt ist. Eine der Wirklichkeit nahe kommende Annahme ergibt sich, wenn der beladene Wagen in der Talstation gedacht und die Durchschnittsneigung des betreffenden Bahnabschnittes in Rechnung gestellt wird. Damit verfügt man jetzt über alle Größen, die zur Ermittlung der Vautierschen Parabeln der Teilstrecken notwendig sind. Je nach der Art der Bodenform hat man für den weiteren Vorgang zwei Fälle zu unterscheiden, nämlich:

1. Es liege ein in der Richtung der Bahn im allgemeinen regelmäßig gestalteter Berghang vor.

2. Das zu durchfahrende Gelände sei unregelmäßig und weise mitunter auch besonders schwierige Teile auf.

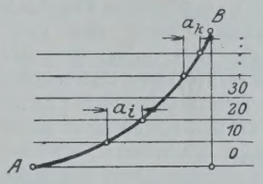


Abb. 18.

Im ersten Falle wird man auf einem Stück Papier die errechneten Längenschnittparabeln und daraus durch Eintragen der Schichten die jeweilige Nullinienanlage a aufsuchen, mit der dann die Nullinie im Schichtenplan zu entwickeln ist (Abb. 18). Diese Nullinie ist sodann durch die Bahnachse, also Gerade und Kreisbogen zu ersetzen.

Nun trägt man den Geländelängenschnitt auf und zeichnet darin die aus den zwei Vautierschen Parabeln gebildete Bahnlinie ein. Dort, wo entsprechende Anschmiegungen an die Bodenform nicht erreicht sind, hat man nunmehr Berichtigungen durch berg- oder talseitige Linienverschiebung bezw. mit Hilfe des Additionsgesetzes bei gleichzeitiger Einhaltung der Bedingungen gegen das Abheben des Seiles durchzuführen. Es ist klar, daß nicht sofort der erste Versuch ein passendes Ergebnis liefert, sondern dieses erst durch einige Annahmen gewonnen werden kann.

Im zweiten Falle weist das Gelände bedeutende Unregelmäßigkeiten auf. Durch Verzeichnen der Nullinie entsprechend den Längenschnittparabeln würde man keineswegs zum Ziele gelangen, dagegen dürfte hier folgender Vorgang empfehlenswert sein:

Gemäß der Bodengestaltung werden entweder eine Teilstrecke oder Stücke davon bezw. auch nicht zusammengehörige Teile beider Bahnabschnitte sowohl der Lage wie der Höhe nach gewählt. Die Gestalt der Reststrecken ist dann mit Hilfe des Additionsgesetzes aufzusuchen und durch eine Nullinie in den Schichtenplan zu übertragen. Der Gefahr des Abhebens der Seile ist hier ganz besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Genauere Regeln zu geben, ist unmöglich, weil man hier noch mehr als im ersten Falle auf Versuche zur Erreichung des Zieles angewiesen ist. Deshalb das Verfahren als zeitraubend zu bezeichnen, wäre ungerechtfertigt, da man durch seine Einfachheit trotz wiederholter Annahmen bald zu einem praktisch brauchbaren Ergebnis gelangen wird. Bei Bergbahnen bildet überhaupt immer die Entwurfsverfassung einen größeren Prozentsatz der Gesamtkosten als bei Reibungsbahnen.

Es bleibt jetzt nur noch übrig, die genaue Nachrechnung des Längenschnittes mit den abgeleiteten strengeren Formeln zu wiederholen, wodurch man die endgültige Bahnlinie erhält. In vielen Fällen dürfte sich aber bereits das Additionsgesetz als genügend genau erweisen.

Die Entlüftungsanlage im Liberty-Straßen-Tunnel in Pittsburgh.

Alle Rechte vorbehalten.

In Eng. News-Rec. 1925, vol. 94, Nr. 19 ist die Entlüftungsanlage für einen neuen Auto-Straßentunnel enthalten, die im Hinblick auf den kommenden Bau von Autostraßen bei uns und auch für die Entlüftung von Eisenbahntunneln viel Beachtenswertes bietet.

Allgemeines. Der Liberty-Tunnel in Pittsburgh ist mit 1790 m Länge wohl der größte Tunnel für den Straßenverkehr. Für jede Fahrtrichtung ist eine besondere Tunnelröhre vorgesehen, die eine 6,10 m breite Fahrstraße und auf einer Seite einen 1,50 m breiten Fußweg besitzt. Der Fußweg ist gegen die Straße durch ein eisernes Geländer

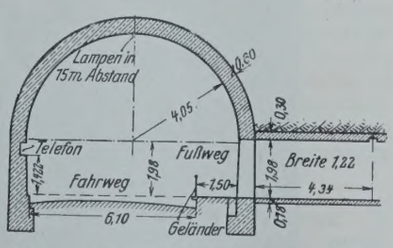


Abb. 1. Tunnelquerschnitt mit Querstollen.

abgegrenzt. Die lichte Tunnelhöhe einer Röhre beträgt 6,03 m über dem Gehweg (Abb. 1) und der Halbmesser des Tunnelgewölbes 4,05 m. Das Tunnelmauerwerk besteht in seiner ganzen Länge aus Beton. Beide Tunnelröhren liegen im Grundriß in einer Geraden und weisen im Aufriß eine schwache Steigung auf. Für den sehr starken Kraftwagenverkehr ist eine Höchstgeschwindigkeit von 48 km/Std. vorgeschrieben. Da man keine Erfahrungen über die Notwendigkeit und den Umfang der Entlüftung besaß, nahm man an, daß die Verbrennungsgase der Kraftwagen die Luft für die menschliche Atmung derart verschlechtern, daß ununterbrochen eine künstliche Zuführung von Frischluft nötig würde, um den Höchstgehalt der Tunnelluft an Kohlenoxyd auf im Mittel 4 : 10 000 zu begrenzen.[1]) Darüber hinaus mußte man jedoch auch an Verkehrsstockungen und längeren Aufenthalt von Menschen im Tunnel denken, wodurch die Tunnelluft wesentlich mehr verschlechtert wird als bei normaler Verkehrsabwicklung.

Die Entlüftungsanlage. Ursprünglich war nach dem Aufsatze in Eng. News-Rec., dem auch die folgenden Abbildungen ent-

[18]) Vergl. E. Strub, Die Bergbahnen der Schweiz bis 1900, 1. Bd. und die Mendelbahn, Schw. Bauztg., Bd. XLII, Nr. 20 bis 23.

[19]) Dr. E. Seefehlner u. H. H. Peter, Die elektrische Zugförderung.

[1]) Näheres hierüber s. in dem Bericht der „Bautechnik“ 1924, Heft 51, S. 584 über die Belüftung von Straßentunneln, insbesondere des Liberty-Tunnels in Pittsburgh.

nommen sind, für die Entlüftung das in Europa übliche System Saccardo vorgesehen, wobei die Frischluft von einem Portal in das Tunnelinnere durch Druckdüsen, die im Tunnelquerschnitt über den ganzen Umfang verteilt sind, eingeblasen wird. Da man jedoch für die benötigte Luftmenge eine Luftgeschwindigkeit am Düsenmunde von 72 km/Std. berechnete, wurde dieses System fallengelassen und dafür eine Anlage entworfen, die mit der Entlüftungsanlage am Königsstuhl in Heidelberg[2]) das Gemeinsame hat, daß jede Tunnelröhre in der Tunnelmitte durch einen lotrechten Luftschacht mit der Oberfläche verbunden wird. Um jedoch in jeder Tunnelröhre den Luftstrom immer in gleicher Richtung wie die Fahrtrichtung der Fahrzeuge zu haben, wurde die Anlage so getroffen, daß die Luft aus dem einen Tunnelschenkel zwischen Portal und Luftschacht durch diesen Luftschacht hindurch abgesaugt wird, während in den anderen Tunnelschenkel Frischluft durch einen lotrechten Luftschacht zugeblasen wird. Der Luftschachtteil, der Saugluft nach oben führt, sitzt unmittelbar über der Tunnelröhre und hat einen 26,2 m² fassenden rechteckigen Querschnitt. Die Druckluft gelangt durch zwei rechteckige Teilschächte von je 27,5 m² Querschnittsfläche in zwei Druckkammern an den Seiten einer jeden Tunnelröhre und von hier durch Düsen längs der inneren Gewölbeleibung in die Tunnelröhre (Abb. 2). Die Düsenachsen haben gegen die Tunnelachse eine Neigung von 1:4,8. Der Saugschacht und die beiden Druckschächte einer jeden Röhre sind in einem einzigen Schachtbau zusammengefaßt, der durch dünne lotrechte Wände in die Teilschächte unterteilt wird. Über der Erdoberfläche wird die aus jeder Tunnelröhre (Abb. 2 bis 4) abgesaugte schlechte Luft durch je zwei hohe Kamine so hoch über der Erdoberfläche ausgestoßen, daß eine Belästigung der Nachbarschaft, insbesondere eines nahen Schulgebäudes, vermieden wird (Abb. 5).

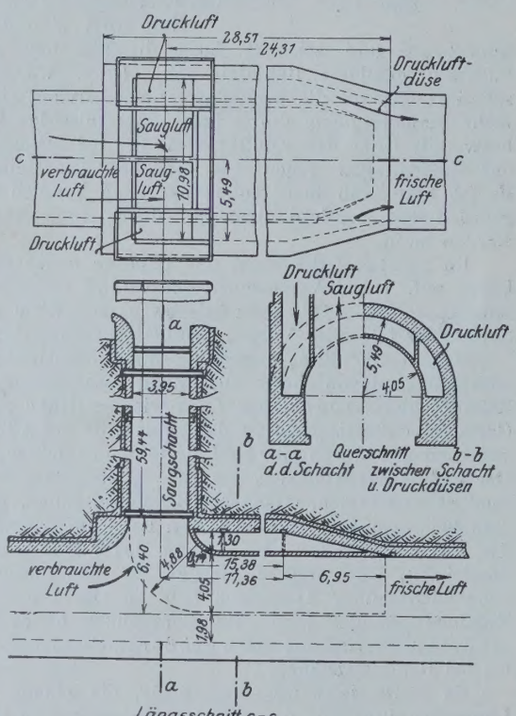


Abb. 2. Draufsicht auf die Tunnelröhre mit den beiden Saugschächten in der Mitte und den beiden seitlichen Druckschächten mit den Druckdüsen. Längsschnitt durch Tunnelröhre, Saugschacht mit Seitenansicht einer Druckdüse. Querschnitt durch die Tunnelröhre am Saugschacht — an der Druckdüse.

Die maschinelle Ausgestaltung und Leistungsfähigkeit der Anlage. Der maschinelle Teil wurde entworfen, ehe man die Erfahrung aus einem sieben Monate langen lüftungslosen Betriebe des Tunnels gewonnen hatte. Während dieser Zeit hatte es sich nämlich gezeigt, daß der durch die Kraftwagen selbst hervorgerufene Luftzug genügt hätte, um beim Normalverkehr die verlangte Verdünnung der durch die Kraftwagen erzeugten Verbrennungsgase zu erzielen.

Die Entwurfsgrundlage wurde nun aus Versuchen gewonnen, die das U. S. Bureau of Mines sieben Jahre früher angestellt hatte, und aus physiologischen Untersuchungen von Prof. Yandell Henderson von New Haven. Nach den Versuchen erzeugt gewöhnlich ein Fahrzeug bis 0,05 m³ Kohlenoxyd in der Minute, wobei ein Gehalt von 3 und höchstens 6 Teilen auf 10 000 Teile Tunnelluft noch zulässig schien. Darnach hatte man berechnet, daß für jedes Fahrzeug in der Tunnelröhre eine Frischluftzufuhr von 70 m³/Min. notwendig wird. Da bei normalem Verkehr gleichzeitig 117 Kraftwagen sich in einer Tunnelröhre befinden, berechnete man einen Normalbedarf an Frischluft von rd. 8300 m³/Min. für jede Röhre. Man verteilte diese Luftmenge hälftig auf den Saugschacht und hälftig auf den Druckschacht und kam so für jede dieser beiden Anlagen auf eine Normalleistung von 4150 m³/Min. Da sowohl die Saug- wie die Druckanlage zwei Gebläse haben sollte, berechnete sich die Leistungsfähigkeit eines Gebläses auf 2075 m³/Min.

Jedes Gebläse besteht aus einem Schaufelrade von 2,90 m Durchm. und 1,37 m Breite. Für gewöhnlich wird jedes Gebläse durch einen Motor angetrieben. Um jedoch auch größere Leistungen erzielen zu können, kann ein zweiter Motor an jedes Gebläse gekuppelt werden, wodurch die Geschwindigkeit sich um 25 % über die Höchstgeschwindigkeit steigern läßt.

Die Leistung eines Druckgebläses von 2075 m³/Min. entspricht einem statischen Druck von 43 mm Wassersäule bei 140 Umdrehungen/Min., die Leistung eines Sauggebläses von ebenfalls 2075 m³/Min. entspricht einem statischen Druck von 16 mm Wassersäule bei 90 Umdrehungen/Min. Bei dieser Leistung entspricht die Luftgeschwindigkeit beim Austritt aus den Druckdüsen einem statischen Druck von 27 mm Wassersäule, so daß durch die Reibung im Druckschacht 16 mm Wassersäule verbraucht werden. Jedes Sauggebläse arbeitet in einem 33 m hohen oberirdischen Kamin von 9 m² Querschnitt. Bei normaler Leistung von je 4150 m³/Min. oder 69 m³/Sek. in jedem der beiden Tunnelschenkel einer Röhre beträgt die Luftgeschwindigkeit

im Tunnel . . . . bei 42 m² Querschnitt rund 1,6 m/Sek.
„ Druckschacht „ 14,5 „ „ „ 4,7 „
„ Saugschacht . „ 26 „ „ „ 2,6 „

Der Energiebedarf für ein Druckgebläse beträgt 80 PS, für ein Sauggebläse 40 PS. Wenn beide Motoren für ein Gebläse arbeiten, erhöht sich die Leistung um 25 %.

Die elektrische Energie wird durch zwei Leitungen von 11 000 V Spannung zugeführt, die in dem Umformerraum neben dem oberirdischen Maschinenhaus auf 225 V herabgesetzt wird. Im Umformerraum befindet sich auch ein Registrierapparat für den Gehalt an Kohlenoxyd in der Tunnelluft, der von dem U. S. Bureau of Mines geliefert worden ist.

Beobachtungen bei der Tunnellüftung. Beobachtungen über die Bewegung der Luft in den Tunnelröhren, die von dem U. S. Bureau of Mines angestellt worden sind, ergaben, daß eine Luftmenge von 310 000 m³/Std. durch jede Tunnelröhre gefördert wurde, wenn man jedes Gebläse durch zwei Motoren mit seiner Höchstgeschwindigkeit laufen ließ. Das bedeutet eine Sekundenleistung von etwa 86 m³ und eine Luftgeschwindigkeit von 2 m/Sek. Die Betriebsleitung nimmt jedoch an, daß die Gebläse zeitweilig, bei Verkehrsstockungen im Tunnel, diese Normalleistung auf das Dreifache steigern können. Nach deren Angaben haben Beobachtungen zu Zeiten schwachen Verkehrs, als die Gebläse nur mit halber Geschwindigkeit liefen, ergeben, daß auch auf der kurzen Strecke zwischen dem unteren Munde des

[2]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 12, S. 152.

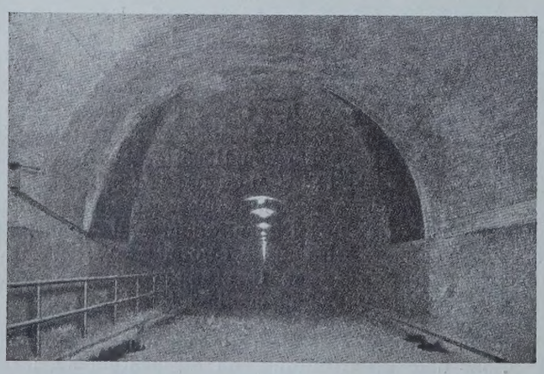


Abb. 3. Einmündung der beiden Druckschächte in die Tunnelröhre. Blick gegen die Fahrtrichtung. Ansicht der beiden Druckdüsen.

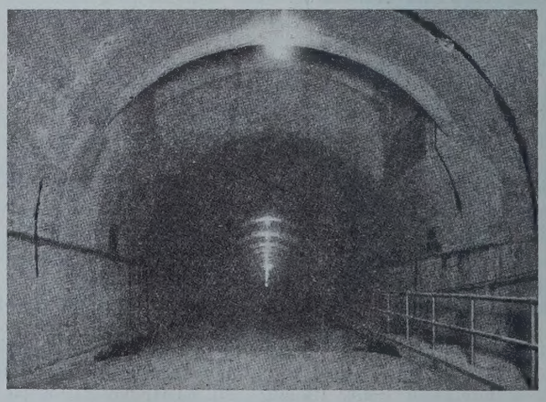


Abb. 4. Einmündung der beiden Saugschächte in die Tunnelröhre. Blick in der Fahrtrichtung.

Saugschachtes und den Druckdüsen im Tunnel der Luftstrom sich mit der Fahrtrichtung der Fahrzeuge bewegte. Dadurch hält man den Beweis dafür erbracht, daß die Wirkung der Druckluft größer ist als die Saugwirkung, so daß eine sofortige Rückkehr der Druckluft aus der Tunnelröhre in den Saugschacht nicht zu befürchten ist.

Die ganze Anlage kostete 600 000 $, einschließlich der Hochbauten. Unter Annahme einer halben Arbeitsgeschwindigkeit der Gebläse belaufen sich die jährlichen Betriebskosten auf 15 000 bis 20 000 $.

Die Windfallen an einem Tunnelportal (Abb. 6). Am Ende der Druckstrecke einer jeden Tunnelröhre wurde ein besonderer Wind-

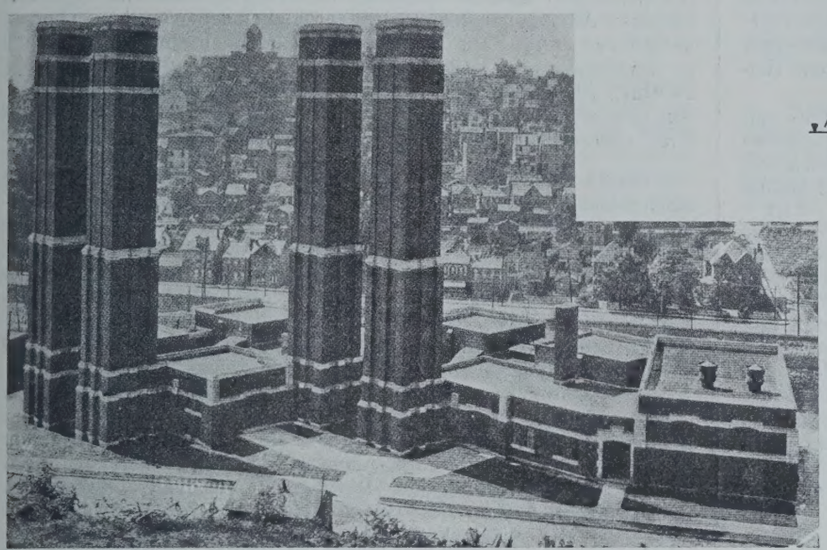


Abb. 5. Das Maschinenhaus mit den beiden Saugkaminpaaren für die beiden Tunnelröhren.

brecher gebaut, um der ungünstigen Einwirkung heftiger Winde auf die Entlüftung vorzubeugen. Die Windfalle wird dadurch gebildet, daß man die Tunnelröhre nach oben um etwa 2,20 m auf eine Länge von 18 m außerhalb des Portals erhöhte und in der Decke dieser Windfalle zwei große Öffnungen vorsah, so daß die Tunnelröhre an diesem Ende zwei niedere, großflächige lotrechte Kamine hat. Der Außenwind, der mit dem austretenden Tunnelluftstrom zusammentrifft, wird mit dem Tunnelluftstrom nach oben abgelenkt, und beide Windströme können durch diese niederen Kamine frei nach oben austreten. Die Wirkung der Windfallen soll vollauf befriedigen.

Betriebsregelung. Zur Beaufsichtigung des Verkehrs und der Fahrzeuggeschwindigkeit hält sich tagsüber ein motorradfahrender Schutzmann in dem Tunnel auf.

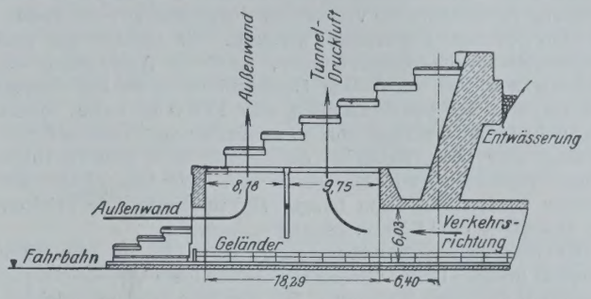


Abb. 6. Die Windfalle am Ende der Druckstrecke.

Die ganze Anlage untersteht einem Oberaufseher. Der Tag ist in drei Arbeitsschichten von je acht Stunden eingeteilt. In jeder Schicht arbeiten zwei Wärter, zwei Hilfswärter und außerdem fünf Mann, welch letztere Außendienste, Putzarbeiten im Innern u. dergl. und auch Ausbesserungsarbeiten im Tunnel verrichten müssen. In der Regel befinden sich drei dieser Arbeiter in den beiden Tunnelröhren. Ein Teil der Arbeit dieser drei Mann besteht darin, das Maschinenhaus über die Stärke des Verkehrs im Tunnel auf dem laufenden zu halten. Beide Tunnelröhren sind durch elf Querstollen miteinander verbunden; von jedem dieser Querstollen kann telephonisch mit dem Maschinenhause gesprochen werden. Im wesentlichen aber richtet sich die Arbeit der Gebläse nach dem Registrierapparat des Kohlenoxydgehaltes der Tunnelluft. Die Gebläsearbeit wird gesteigert, sobald sich der Kohlenoxydgehalt der Höchstgrenze von 4 Teilen auf 10 000 nähert. Gegenwärtig ist der Betrieb derartig, daß man für jede Tunnelröhre ein Druckgebläse und ein Sauggebläse während 24 Stunden ununterbrochen laufen läßt. Zwei Druck- und zwei Sauggebläse werden nur tagsüber mit mittlerer Geschwindigkeit laufen gelassen. Im übrigen richtet sich die Leistung der Gebläse nach der Verkehrsdichte, wobei den Verkehrsspitzen besondere Beachtung geschenkt wird. Der zweite Motor eines Gebläses wird im allgemeinen nur bei Verkehrsstockungen im Tunnel oder anderen außergewöhnlichen Vorkommnissen in Tätigkeit gesetzt. Gaber.

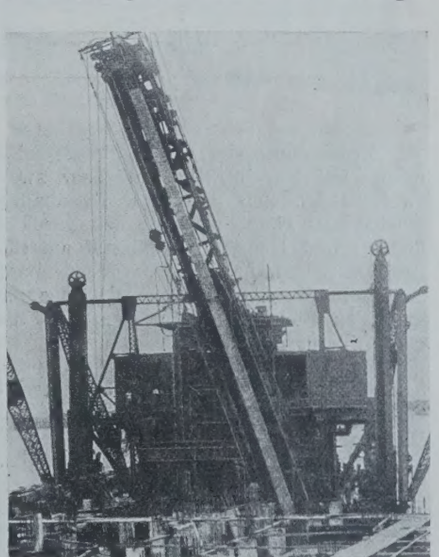
Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. August erschienene Heft 15 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Magistratsbaurat Dr.-Ing. Klose: Eine Straßenversuchsstrecke mit Stahlbeton in Berlin. — Dr.-Ing. Paul Nemény i: Beiträge zur Pilzdeckentheorie. — Privatdozent Ingenieur Dr. J. Fritsche: Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen. — Ingenieur Victor Brausewetter: Erinnerungen an die Entstehung und Entwicklung der Beton- und Eisenbetonbauweise in der Zeit von 1867 bis 1925. — Dr. F. Emperger: Die Dehnungsverhältnisse des hochwertigen Betons.

VIII. Tagung der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands am 12. September 1925 in Freiburg in Baden. Die Tagesordnung enthielt u. a. folgende Punkte:

Bericht des Ausschusses für die Musterbauordnung (Stadtbaurat Dr.-Ing. Küster, Breslau), Bauunfälle und Strafrecht (Magistratsbaurat Dr.-Ing. Sachs, Dortmund), Baupolizei und Stadtbaukunst (Stadtbaudirektor Platz, Mannheim), Baupolizeiliche Bestimmungen für Kraftwagenhallen und zugehörige Werkstellen, (Magistratsbaurat Schwartz, Königsberg). — Anmeldungen an den Geschäftsführer Oberbaurat Thode, Hamburg, Admiralitätstr. 56 I. Anschließend findet die Tagung der Vereinigung der technischen Oberbeamten Deutscher Städte vom 13. bis 15. September in Freiburg statt.

Eisenbetonpfähle von 33 m Länge, zu deren Einbringen ein außergewöhnlich schweres Rammgerüst erforderlich war, wurden bei der Gründung von Pier VII gelegentlich der neuen Erweiterungsbauten im Hafen von Manila verwendet. Nach „Eng. News.-Rec." vom 30. 4. u. 7. 5. 1925 [1]) wurden im ganzen 1584 Pfähle von quadratischem Querschnitt und rd. 60 cm Seitenlänge gerammt; das Mischungsverhältnis des Betons betrug 1 : 1/2 : 3, die damit erreichten Festigkeiten betrugen ausweislich der Bruchproben nach 28 und 40 Tagen 253 bis 373 kg/cm². Die Bewehrung bestand aus acht Rundeisen 25 mm Durchm., die 6,2 cm unter der Oberfläche angeordnet und mit 6,5-mm-Bügeln von 4 cm Ganghöhe am Kopf, 7 bis 8 cm an der Spitze und bis zu 30 cm in der Mitte umschnürt waren. Die durchschnittliche Tagesleistung betrug etwa 14 Pfähle, was einem Betonverbrauch von 175 m³ entspricht.



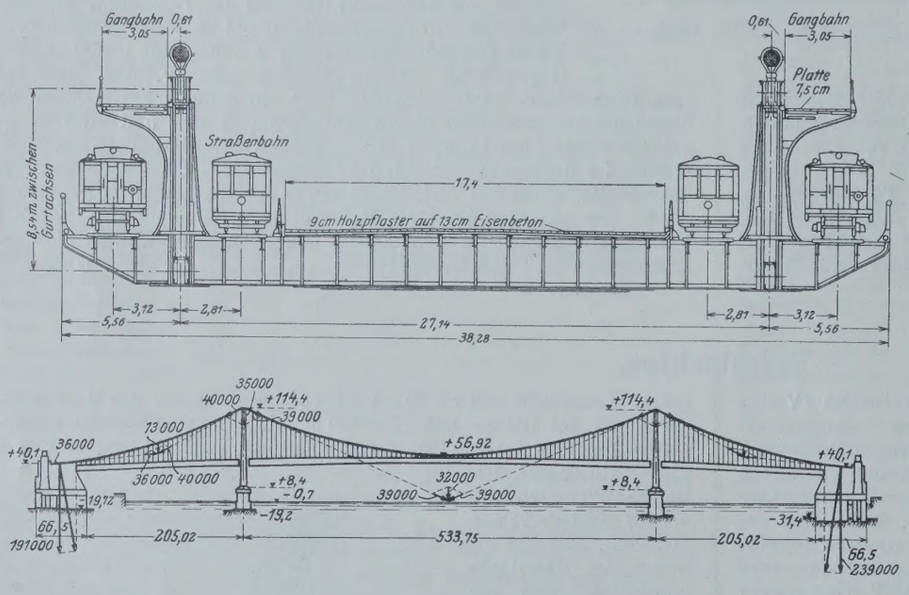
Die Pfähle wurden auf einem mit Kran- und Förderanlagen reichlich ausgestatteten und durch elf Fördergleise in regelmäßige Rechtecke geteilten, am Wasser gelegenen Werkplatze hergestellt, wo sie mindestens 60 Tage gestapelt blieben und dann, mittels Sonderkranes auf Plattformwagen gehoben, von diesen auf Prahme und an die Verwendungsstelle gelangten. Besondere

[1]) Vergl. „Zeitschriftenschau für das gesamte Bauingenieurwesen" Nr. 6 unter Pfahlgründungen XI p und Kaimauern XIX k.

Sorgfalt wurde beim Anheben vom Lagerplatze beobachtet, der Pfahl an vier Stellen gefaßt und jede Erschütterung vermieden. Da das Einbringen so langer und 29 000 kg schwerer Pfähle mit einem Rammgerät der üblichen Abmessungen und Stärke nicht oder doch nicht in befriedigender Weise möglich gewesen wäre, hatte man eine Maschinenausrüstung zu schaffen, die vermutlich die größte und schwerste bisher in Betrieb gewesene Pfahlramme darstellt. Sie bestand aus einem gewaltigen „Mammut"-Dampfhammer, der für die Ausführung besonders hergestellt war und rd. 5,20 m Gesamthöhe, einen Durchmesser von rd. 90 cm und ein Gesamtgewicht von 13 500 kg hatte, einem Paar eiserner 40-t-Derrickkrane von 20 m Ausladung, dem erforderlichen Hebezeug und einer Batterie von Dampf- und Elektro-Hochdruckpumpen und sonstigem Hilfsgerät und war auf einem schweren hölzernen Prahm von 33 m Länge, 16,5 m Breite, 5 m größtem Tiefgang und etwa 1200 t Tragfähigkeit aufgestellt.

Die vorstehende Abbildung zeigt einen in der aus Profil- und Flacheisen hergestellten Führung von U-förmigem Querschnitt ruhenden Schrägpfahl vor dem Rammen. Die durchschnittliche Höchstleistung für den 10-Stunden-Arbeitstag betrug acht Pfähle; diese Zahl konnte bei ruhigem Wasser bis auf zwölf gesteigert werden. Ki.

Hängebrücke über den Delaware. Zwischen Philadelphia und der Schwesterstadt Camden ist nach „Mod. Transp." eine Hängebrücke über den Delaware im Bau, deren Planung fast ein Jahrhundert alt ist. Sie dient für Bahn-, Straßen- und Fußgängerverkehr und vermag 18 000 t Verkehr aufzunehmen. Die Abbildungen geben Aufriß und Querschnitt der Fahrbahn. Die Mittelöffnung hat 533,75 m, die beiden Seitenöffnungen je 205,02 m Weite. Das Gesamtgewicht des Überbaues wird von zwei Kabeln getragen, die auf zwei Strompfeilern, Türmen von 114 m Höhe über M. H. W., aufliegen und an den Ufern verankert sind. Die Abmessungen dieser Ankerbauten sind: 66,5 m lang, 58,0 m breit und 52,8 m hoch über M. H. W., dazu mit 19,8 m bezw. 32,0 m Gründungstiefe.



Die Gesamtbreite des Überbaues mißt 38,28 m und ist unterteilt in eine Fahrbahn für Straßenverkehr, zwei Gangbahnen (hochliegend), zwei Straßenbahn- und zwei Eisenbahngleisbreiten. Die Straßenfahrbahn ist 17,4 m zwischen den Bordkanten breit, hat 15 cm Überhöhung und ist aus Holzpflaster auf 13 cm dicker Betonplatte hergestellt. Beiderseits liegen die Straßenbahngleise, die Eisenbahngleise außerhalb der Tragwände. Die Gangbahnen sind hoch angeordnet, über den Gleisen. Sie sind 3 m breit und aus 8 cm starken Betonplatten hergestellt.

Die Ankerbauwerke wiegen jedes fast sechsmal soviel, als der Seilzug auf sie beträgt, und ihr Gesamtgewicht ist mehr als das Siebenfache der Gesamtlast, die von den beiden Kabeln getragen wird. Die voraussichtliche größte Last auf die Kabel ist 60 000 t, von denen 42 000 t tote Last sind; der Rest entfällt auf den Verkehr. Die tote Last könnte noch um 14 % gesteigert werden, z. B. durch elektrische Ausrüstung für die Eisenbahn. Die gewaltige Verkehrslast ergab sich aus Vollbesetzung aller vier Gleise mit Bahnwagen (270 Stück), der ganzen Straßenbreite mit Fahrzeugen (1000 Stück) und der Gangbahnen mit Menschengedränge. Die Stärke der Tragseile beträgt 30 Zoll = 75 cm, ihr Einheitsgewicht etwa 1 t auf 1 Fuß Länge, d. i. 3,3 t auf 1 m, die Zugkraft in jedem Seil 20 000 t. Die beiden Ankerbauwerke wiegen zusammen rd. 400 000 t.

Die Kabel treffen rd. 40 m über dem Boden an den Ankerbauwerken unter 8 ° Neigung auf. Sie werden dann über den Kopf eines eisernen Turmbaues nach unten abgebogen und laufen unter 45 ° in das Ankerbauwerk hinein, sind in 12 m Tiefe durch einen Gußstahlring gefaßt und dann in die einzelnen Drähte, 18 000 Stück in jedem Kabel, aufgelöst. Die Drähte werden um 61 Gußstahlschuhe abgebunden, die, wie bei Gelenkbrücken, auf Bolzenstäben sitzen und von je zwei Augenstäben nach rückwärts gehalten sind. Die letzte Verankerung bilden neun Träger von je 12 m Länge. Die Ankerstäbe sind in drei verschiedenen Längen angewendet.

Neben den Ankerbauwerken sind turmartige Bauten hochgeführt, in denen Aufzüge zu der Brückenfahrbahn eingebaut werden (Höhenunterschied 53 m). Die Strompfeiler sollen nicht in Beton, sondern in Granitmauerwerk ausgeführt werden. Die Schichtenhöhe schwankt zwischen 70 und 100 cm. Einzelne Quadern hatten bis 19 t Gewicht. Auf gute architektonische Wirkung der Strompfeiler in Verbindung mit ihren eisernen Turmbauten ist großes Gewicht gelegt worden. Gl.

Einige Abmessungen der englischen Eisenbahnen. Unter den Eisenbahnen Englands bestehen zwar keine so weitgehenden Vereinbarungen über einheitliche Maße, wie sie bei den deutschen Eisenbahnen schon entwickelt waren, ehe sie in der Hand des Reiches zusammengefaßt waren; es haben sich aber doch eine Anzahl in der Praxis bewährter Maße durchzusetzen vermocht. Die Vorschriften des Verkehrsministeriums, die allerdings in vielen Fällen nicht bindend sind, haben ferner gewisse Maße als empfehlenswert bezeichnet und damit den Erfolg gehabt, daß sie allgemein eingeführt worden sind.

Die Regelspur von 1,435 m (4 Fuß $8^1/_2$ Zoll engl.) ist bekanntlich in England entstanden; sie entspricht der Spurweite, die zur Zeit der Entstehung der Eisenbahnen für Straßenfahrzeuge üblich war. Warum Stephenson dieses unrunde Maß für seine ersten Lokomotiven gewählt hat, ist nicht bekannt. Brunel hatte für die Große Westbahn bekanntlich eine Spurweite von 2,135 m (7 Fuß engl.) gewählt, und viele Lokomotiv- und Wagenbauer werden es bedauern, daß diese Spurweite sich nicht durchzusetzen vermocht hat, sondern seit 1892 beseitigt ist; sie hätte die Möglichkeit geboten, hochleistungsfähige Lokomotiven und Großraumgüterwagen zu bauen, sowie in den Personenwagen den Reisenden größere Bequemlichkeit zu bieten. Abgesehen von Irland, wo 1,6 m (5 Fuß 3 Zoll engl.) die Regelspur ist, gibt es im europäischen britischen Reiche keine Eisenbahnen mit breiterer als der 1,435-m-Spur, dagegen finden sich noch einige schmalere Spurweiten. Die schmalste unter ihnen ist 0,38 m (1 Fuß 3 Zoll), dann folgt 0,46 m, die sich beide bei je einer Strecke vorfinden und von denen 0,46 m als Regelspur für Werkstattgleise und ähnliche Anlagen gilt. Die bekannte Festiniog-Eisenbahn und einige andere haben eine Spurweite von 0,60 m (1 Fuß $11^3/_4$ Zoll), und 76 cm (2 Fuß 6 Zoll) wird vom englischen Verkehrsministerium als die geeignetste Spur für Kleinbahnen empfohlen, die allerdings in England nur eine sehr untergeordnete Rolle im Verkehrswesen spielen. Auf der Insel Man und in Irland finden sich Schmalspurbahnen mit 0,914 m Spur (3 Fuß engl.)

Der Gleisabstand wird in England gewöhnlich nicht von Mitte zu Mitte, sondern zwischen den Außenkanten der Schienen der beiden benachbarten Gleise gemessen. Das übliche Maß für den Abstand der Gleise einer zweigleisigen Eisenbahn auf der freien Strecke, zwischen den Außenkanten der Schienenköpfe gemessen, ist 6 Fuß (1,83 m); daher spricht man von dem „six foot way", womit der Weg zwischen den Gleisen gemeint ist, auf dem z. B. der Streckenwärter seine Strecken begehen kann. Das Maß von 1,83 m zwischen den Schienenköpfen entspricht etwa einer Entfernung von 3,40 m von Achse zu Achse der Gleise, ist also recht knapp. Treten weitere Gleise hinzu, so wird das lichte Maß zwischen den Schienenköpfen meist auf 3,05 m (10 Fuß) vergrößert, wobei aber Gleispaare unter sich den kleineren Abstand behalten. Das Maß von 3,05 m zwischen den Schienenköpfen entspricht etwa einem Gleisabstande, nach deutscher Art gemessen, von 4,65 m. Die eben angeführten Maße werden vom Verkehrsministerium als Mindestmaße empfohlen; sie werden von den Eisenbahngesellschaften meist überschritten.

Auch die Maße des über den Gleisen freizuhaltenden Lichtraumes werden in England von Außenkante Schienenkopf gemessen oder zur größten zulässigen Wagenbreite in Beziehung gebracht. Kein Bauwerk mit Ausnahme von Personenbahnsteigen, soll einen geringeren wagerechten Abstand von den Seitenflächen der Wagen als 0,71 m (2 Fuß 4 Zoll) haben. Das ergibt bei einer Wagenbreite von 2,85 m eine Breite des Lichtraums von nur etwa 4,25 m. Diese Breite ist auf einer

Höhe von 0,914 m (3 Fuß) über S.O. bis zur Oberkante der Wagentüren frei zu halten. In Krümmungen ist die freie Breite zu vergrößern. Die Höhe des freien Raumes soll über Personenzuggleisen 4,42 m (14 Fuß 6 Zoll), über den Gleisen der Güterbahnhöfe 4,27 m (14 Fuß) betragen, ein Maß, das noch erheblich knapper erscheint als die Breite.

Personenbahnsteige sollen 0,914 m (3 Fuß) über S.O. liegen, Säulen und andere Einbauten sollen mindestens 1,83 m (6 Fuß) von ihrer Kante entfernt sein. Ein Bahnsteig auf unbedeutenden Haltestellen soll mindestens 1,83 m (6 Fuß), auf verkehrsreicheren Bahnhöfen 3,66 m (12 Fuß) breit sein. An den Enden können Rampen in 1 : 8 Neigung angelegt sein. Ladesteige sollen mindestens 1,07 m (3 Fuß 6 Zoll) über S.O. liegen. Bei Rampen zum Verladen von Fahrzeugen soll die Höhe 1,22 m (4 Fuß) betragen. Wkk.

Die bayerische Zugspitzbahn. Während die Firma Adolf Bleichert auf der österreichischen Seite der Zugspitze die Montagearbeiten der Seilschwebebahn ausführt,[1]) werden von bayerischer Seite die Vorarbeiten für eine gemischte Adhäsions- und Zahnradbahn sehr eifrig betrieben. Der bayerische Staat hat auch schon die Konzession erteilt.

Dieser Plan, den Ing. Cathrein ausgearbeitet hat, sieht eine elektrisch betriebene, meterspurige, eingleisige Bergbahn vor, die als Adhäsionsbahn vom Bahnhof Garmisch-Partenkirchen bis Obergrainau (7,600 km) und von hier als Zahnradbahn über den Eibsee zur Spitze (12,000 km) führt. Im unteren Teile der Zahnradstrecke (Obergrainau—Eibsee) weist die Bahnlinie eine größte Steigung von 150 ‰ auf und in der Strecke Eibsee—Platt—Zugspitzgipfel eine solche von 250 ‰.

Die Trasse der bayerischen Zugspitzbahn führt vom Bahnhof Garmisch weg und folgt zunächst dem Zuge der Bahnlinie Garmisch—Griesen, die bei km 3,0 überquert wird, führt dann südlich Obergrainau vorbei und erreicht dann die Station Eibsee. Durch einen Tunnel von 2,42 km Länge unterfährt nunmehr die Bahn die Riffelwandspitzen und das Zugspitzmassiv, um das Platt zu erreichen. In einem weiteren Tunnel, der teilweise als Galerie ausgebaut ist und prächtige Ausblicke nach Süden gewährt, geht es dann zum Zugspitzgipfel.

Der Oberbau soll nach dem Cathreinschen Entwurfe mit Stahlschienen mit einem Gewicht von 24 kg/m ausgestattet werden, die auf flußeisernen Schwellen verlegt werden. Als Zahnstangensystem ist das System Riggenbach vorgesehen, das für den Betrieb in schneereichen Gegenden besondere Vorzüge aufweisen soll.

Die elektrischen Lokomotiven, die mit Hand-, selbsttätigen und elektrischen Bremsen ausgestattet sind, können mit ihren zwei Motoren bei einer gesamten Leistung von 360 PS einen Zug von vier Wagen (= rd. 200 Personen) bis zur Station Eibsee befördern. Von Eibsee bis zur Endstation auf der Spitze, die unterirdisch gedacht ist, kann eine Lokomotive jedoch nur mehr zwei Wagen (= rd. 100 Personen) befördern. Da eine sehr dichte Zugfolge vorgesehen wird, darf man damit rechnen, daß in der Zeit des Hauptandranges, während der Mittagszeit, in dem Zeitraum von zwei Stunden etwa 8 bis 10 Züge mit 1600 bis 2000 Personen bergwärts gefahren werden können. Als Höchstwert gilt eine Beförderungsmöglichkeit täglich von 7000 bis 8000 Personen, während man bei der österreichischen Seilschwebebahn mit einer Beförderungsmöglichkeit von täglich rd. 450 Personen rechnen darf. Die Fahrzeit wird für die Bergfahrt zu 1 Stunde 55 Min. angegeben und für die Talfahrt zu 1 Stunde 40 Min.

Schließlich seien noch einige Angaben über die vermutliche Zahl der Reisenden und über die Anlagekosten gemacht:

Zahl der Reisenden:

Garmisch—Eibsee . . .	282 000 Personen
Garmisch—Zugspitze . .	141 000 Personen

Anlagekosten:

I.	Teilstrecke:	Garmisch—Eibsee . .	5 234 000 R.-M.
II.	„	Eibsee—Platt	7 080 000 R.-M.
III.	„	Platt—Zugspitze . . .	3 686 000 R.-M.
		zusammen	16 000 000 R.-M.

F. F.

Verlängerung der Lebensdauer von Schwellen. Die Zerstörung hölzerner Eisenbahnschwellen geht meist von den Nagellöchern aus. Um Schwellen, in denen die Nägel nicht mehr festsitzen, weiter verwenden zu können, werden die verschlissenen Nagellöcher bei den Staatsbahnen von Westaustralien mit einer Mischung von Sägespänen und Bitumen ausgefüllt. Die Masse, die in erhärtetem Zustande in Form eines Kuchens geliefert wird und sich so bei der Beförderung leicht handhaben läßt, wird bis zum Schmelzen erhitzt und dann in die Nagellöcher, die vorher sauber ausgeräumt worden sind, eingegossen und abgerammt. Nach etwa drei Minuten ist sie so weit erhärtet, daß der Nagel eingetrieben werden kann; nach einer Viertelstunde der Abkühlung ist die Masse ganz hart und hält den Nagel fest. Versuche haben ergeben, daß es zum Ausziehen eines Schienennagels von 15 mm Durchm. einer Kraft von 1800 kg bedarf. Das Verfahren, das sich natürlich auch bei Brückenbelaghölzern anwenden läßt, ist auch bei anderen Eisenbahnen Australiens angewendet worden, aber mit wechselndem Erfolge. Wahrscheinlich hängt das Gelingen davon ab, daß das Mischungsverhältnis von Sägespänen und Bitumen richtig getroffen wird, damit die Mischung weder zu weich noch zu hart wird. Es sind daher Vorkehrungen getroffen worden, um die Verwendung der geeignetsten Masse zu gewährleisten, und auch Vorschriften für die Ausführung der Arbeiten erlassen worden, die einen Erfolg verbürgen sollen. Wo das Verfahren richtig angewendet wird, lassen sich damit erfahrungsgemäß erhebliche Ersparnisse erzielen, indem Schwellen, die sonst ausgemustert werden müßten, noch lange weiter verwendet werden können.

Wasserglas als Bindemittel für Schotterstraßen in Frankreich. Außer in der Schweiz (s. „Die Bautechnik" 1925, Heft 25, S. 327) hat man auch in Frankreich Natronwasserglas als Bindemittel für Schotterstraßen verwendet. Man stellt dort zunächst einen Mörtel her, indem man 350 l Sand mit 40 l Wasserglas, wie es im Handel zu haben ist (Dichtigkeit 35° B), miteinander mischt; dieser Mörtel dient als Zusatz zu 1 m³ Schotter, dessen Stücke durch einen Ring von 4 cm Durchm. gehen. Der Schotter ist vorher anzunässen. Die Mischung ist gründlich durchzurühren. Nachdem auch die Straße vorher angefeuchtet und mit der Hacke aufgerauht und die Mischung auf die Straße aufgebracht worden ist, wird diese abgewalzt, und zwar in zwei Arbeitsgängen, zwischen die man eine Pause einlegt, um die Straße nochmals mit Wasser zu besprengen. Bei jedem Arbeitsgange bestreicht die Walze, die zweckmäßig 10 t wiegt, die Straßenfläche 20- bis 30mal.

Im Departement Doubs werden Schotterstraßen auf diese Weise seit September 1922 befestigt. Der Erfolg war derart, daß in den Jahren 1923 und 1924 der Generalrat 1 Million Franken ausgeworfen hat, um weitere Straßendecken mit Wasserglas herzustellen. Im Jahre 1924 ist sodann noch der Entschluß gefaßt worden, im Laufe der nächsten drei Jahre alle Straßen des Bezirks, auf denen täglich mindestens 400 Geschirre verkehren, mit Wasserglas zu befestigen. Es handelt sich dabei um ein Straßennetz von 200 km Länge, und es sind für die zunächst auszuführenden Arbeiten fürs erste 2 Millionen ausgeworfen.

Neben ihrer großen Widerstandsfähigkeit gegen Belastung soll eine mit Wasserglas abgebundene Straße auch den Vorzug großer Verschleißfestigkeit haben; sie bedarf also nur geringer Unterhaltungsarbeiten. Der Herstellungspreis beträgt nach französischen Berechnungen nur etwa den zehnten Teil der Kosten, die für harte Befestigung, Beton, Pflaster u. dgl. aufzuwenden sind. Sollte es sich nicht lohnen, auch in Deutschland Versuche mit dieser Art der Straßenbefestigung zu machen? Vielleicht nimmt sich die Studiengesellschaft für Kraftwagenstraßenbau dieser Frage an.

Eine Straßenbrücke über den Firth of Forth. Die zunehmende Bedeutung des Straßenverkehrs infolge der sich ständig steigernden Verbreitung des Kraftwagens hat Anlaß zu dem Plan gegeben, neben der bekannten Eisenbahnbrücke über den Firth of Forth eine Straßenbrücke zu bauen. Das englische Straßennetz wird zurzeit den heutigen Bedürfnissen des Straßenverkehrs angepaßt, indem es für einen durchgehenden Verkehr auf weite Entfernungen ausgebaut wird. Wenn man aber auf der Straße nach dem nördlichen Schottland reisen will, muß man, von Edinburgh ausgehend, einen weiten Umweg landeinwärts machen, um den tief eingeschnittenen Firth of Forth zu umgehen. Hinter dem Plan, diese Bucht zu überbrücken, stehen infolgedessen an erster Stelle Kraftwagen fahrende Kreise. Es ist bereits gelungen, das Verkehrsministerium und die zuständigen Ortsbehörden für den Brückenbau zu gewinnen, und das Ministerium hat sich bereit erklärt, sich an den Kosten der Vorarbeiten mit 75 % zu beteiligen. Für eine ebenfalls geplante Straßenbrücke über den Firth of Tay trägt die Regierung sogar die vollen Kosten der Vorarbeiten.

Die neue Brücke soll aus zwei Hauptöffnungen von etwa 730 m Länge bestehen, an die sich beiderseits längere, ebenfalls aus aneinandergereihten Brückenöffnungen bestehende Zufahrtrampen anschließen sollen. Der Mittelpfeiler soll sich wie bei der Eisenbahnbrücke auf die Insel Inchgarvie stützen. Demnach soll die neue Brücke in unmittelbarer Nähe der alten zu liegen kommen. Wegen der Schiffahrt wird sie ebenfalls als Hochbrücke auszubilden sein, und es wird eine reizvolle Aufgabe für den Brückenbauer werden, beide Brücken so miteinander in Einklang zu bringen, daß ein befriedigendes Landschaftsbild entsteht. Leicht zu lösen wird diese Aufgabe allerdings nicht sein, denn das jetzige gewaltige Bauwerk muß so überragend wirken, daß man es nicht etwa verdoppeln kann, und eine unscheinbare Brücke daneben zu setzen, wird ebenfalls nicht angehen. Für Ingenieur-Ästhetik haben die Engländer nicht

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 18, S. 241 u. Heft 31, S. 431.

viel übrig, und eine vorbildliche Leistung ist daher von ihnen kaum zu erwarten.

Technische Schwierigkeiten werden beim Bau nicht erwartet. Die Erfahrungen, die beim Bau, namentlich der Gründungen, der Eisenbahnbrücke gesammelt worden sind, werden auch der Straßenbrücke zugute kommen. Schwieriger wird es sein, die Kosten aufzubringen, die auf 4 Mill. Pfd. Sterl. geschätzt werden. Die Vorteile für den Verkehr, die man von der neuen Brücke erwartet, sind aber derart, daß man eine solche Ausgabe für gerechtfertigt hält. Wkk.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zuschrift zu dem Aufsatze „Brücke über Sauerelven, Norwegen“, von Hans Tönnessen. Beim Lesen des in der „Bautechnik“ 1925, Heft 29, veröffentlichten Aufsatzes suchte ich vergebens nach Angabe desjenigen Vorbildes, das wohl jedem in der Geschichte des deutschen Brückenbaues Bewanderten sofort einfällt, wenn er das charakteristische Stabnetz der Abb. 1, S. 397, sieht: nämlich der Tresckowbrücke zu Oberschöneweide bei Berlin, erbaut 1903/04 von Baurat Karl Bernhard, Berlin.

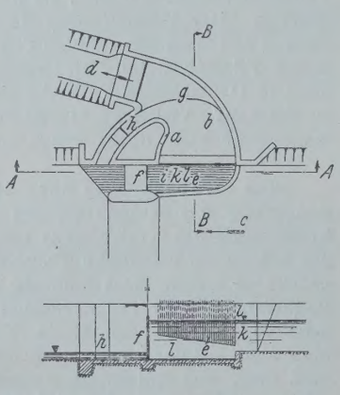
Ich halte es für eine kollegiale Pflicht, darauf aufmerksam zu machen, daß Herr Bernhard dieses System und seine Linienführung schon vor 25 Jahren erdacht, ausgearbeitet und selbst erstmals ausgeführt hat. Auch hat er es im technischen Schrifttum des öfteren behandelt. Ich verweise nur auf sein Buch „Eiserne Brücken“, Berlin 1911, S. 296 bis 301, sowie auf Z. d. V. d. I. 1905, S. 157. In der Annahme, daß Herrn Tönnessen dieser Sachverhalt nicht bekannt war, darf man hoffen, daß es auch ihm nur recht sein wird, wenn im Zusammenhange mit der von ihm beschriebenen norwegischen Brücke auch der Name des Mannes genannt wird, der für die Ausbildung dieses Systems Bahnbrechendes geleistet hat.

München, 9. Juli 1925. Prof. Dr. W. Schachenmeier.

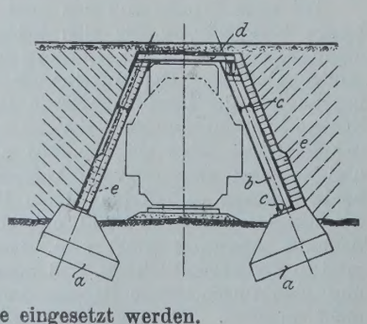
Patentschau.

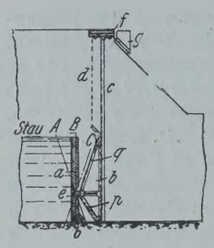
Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Einrichtung zur Verhinderung der Versandung des Einlaufes von Oberwassergräben u. dergl. (Kl. 84a, Nr. 403636 vom 17. 10. 1922 vom Techn. Projektierungs- und Baubureau J. Pfletschinger & Co. G. m. b. H. und Dr.-Ing. A. Läufer in Wien). Um zu vermeiden, daß Geschiebe- und Sandmengen aus dem Flußbett in den Werkkanal eintreten, wird am flußabwärts liegenden Ende des Einlaufs, wo die größte Wassergeschwindigkeit auftritt und daher die größten Geschiebestücke mitgerissen werden, die Einlaufschwelle höher gelegt als an den anderen Einlaufstellen. Dies wird dadurch erreicht, daß die Einlaufschwelle *i* nach unterhalb zu ansteigend gebaut, so daß das Geschiebe die erhöhte Schwelle nicht mehr überspringen kann und sich oberhalb dieser Schwelle ansammelt, wo es durch einen Kiesfang *e* nach Ziehen einer Schleuse *f* abgelassen wird. Die innere Seitenmauer *a* des Wehreinlaufs ist mit einer Gegenkrümmung versehen, so daß die längs der Mauer verlaufenden Wasserfäden annähernd denselben Weg zurücklegen wie die längs der Außenmauer fließenden Wässerfäden. Infolge der schräg ansteigenden Einlaufschwelle *i* wird für die Wasserfäden an der inneren Wangenmauer entsprechend der dort herrschenden größten Geschwindigkeit des Wassers die kleinste Querschnittsfläche freigegeben.



Unterführung von Gleisen (Kl. 19d, Nr. 404964 vom 13. 2. 1924 von Karl Gerber in Köln). Um die durchgehenden Widerlager und das Flügelmauerwerk bei Unterführungen zu vermeiden, werden in etwa 5 m Abstand auf Betonpfeilern schräge Rahmenstiele als Joche aufgesetzt, untereinander durch Längsträger verbunden und durch Eisenbetondielen verkleidet. Die Dielenverkleidung kann entweder hinter den Stielen lose eingebracht oder zwischen die Flanschen der Stiele eingesetzt werden.





Hebbares Klappenwehr (Kl. 84a, Nr. 407613 vom 17. 1. 1923 von Eugen Fischer in München). Die Drehachse der Klappe ist beiderseits auf je einem durch Gegengewichte entlasteten Schlittengestell *b* mit Streben *p* und *q* gelagert; die Klappe wird mittels je eines Hebelarmes und angelenkter Zugstange nebst Vorgelege beim Heben des Wehres stromaufwärts gegen die Strebe *p*, beim Senken stromabwärts gegen die Strebe *q* gedreht.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt sind: die Präsidenten der R. B. D. Dorpmüller, Essen, unter Versetzung nach Berlin zum Direktor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und Stellvertreter des Generaldirektors und Dr. jur. Weirauch, Berlin, zum Direktor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

Versetzt sind: der Präsident der R. B. D. Dr. jur. Stapff, Frankfurt (Main), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Berlin, die Reichsbahnoberräte Pursche, Halle (Saale), als Abteilungsleiter zur R. B. D. Erfurt, Dr. jur. Ernst, Erfurt, als Abteilungsleiter zur R. B. D. Halle (Saale) und Gustav Meyer, Münster (Westf.), als Abteilungsleiter zur R. B. D. Frankfurt (Main), die Reichsbahnräte Dr. jur. Johannes Wolff, Cassel, als Mitglied zur R. B. D. Stettin, Kienitz, Brandenburg West, als Mitglied (auftrw.) zur R. B. D. Cassel, Leonhard, Ratibor, als Mitglied (auftrw.) zur R. B. D. Köln, Wirth, Oppeln, als Mitglied zum E. Z. A. Berlin, Dr.-Ing. Klipps, Kuschten, in den Bezirk der R. B. D. Altona, Dr.-Ing. Fuchs, Cannstatt, als Vorstand zur Hochbausektion Stuttgart, Neubert, Berlin (E. Z. A.), als Mitglied zur R. B. D. Oppeln, Hebbel, Oppeln, als Mitglied zur R. B. D. Breslau, Mertz, Potsdam, als Mitglied zum E. Z. A. Berlin und Witte, Stendal, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Recklinghausen, die Reichsbahnräte Speer, Berlin (E. Z. A.), nach Potsdam; Kurt Lehmann, Berlin (R. B. D.), nach Recklinghausen und der Regierungsbaumeister Erich Müller, Berlin (E. Z. A.), nach Königsberg (Pr.), sämtlich als Leiter einer Abteilung bei den dortigen Ausbesserungswerken.

Übertragen ist: dem Präsidenten der R. B. D. Marx, Elberfeld, die Leitung der R. B. D. Essen, dem Reichsbahndirektor Geh. Regierungsrat Dr. jur. Roser, Berlin, die Leitung der R. B. D. Frankfurt (Main), den Reichsbahnoberräten Drescher, Frankfurt (Main), Haassengier und Papmeyer, Hannover, Heintze und Paul Schmidt, Essen, Schultze, Stettin, und Woltmann, Berlin, die Geschäfte eines Abteilungsleiters, den Reichsbahnräten Hagenmeyer die Stellung als Mitglied bei der R. B. D. Stuttgart und Laschke die Stellung als Vorstand des Maschinenamts I in Breslau.

In den Ruhestand sind getreten: die Reichsbahnamtmänner Schubert, Hannover, und Pfundt, Stuttgart.

Gestorben ist: der Reichsbahnrat Brock, Vorstand des Verkehrsamts Duisburg.

Zum Nachfolger des zum stellvertretenden Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ernannten Reichsbahndirektionspräsidenten Dorpmüller, Essen, ist der bisherige Reichsbahndirektionspräsident Clemens Marx von der R. B. D. Elberfeld bestimmt worden.

Hamburg. Ernannt wurde: der Baurat bei der Senatskommission für Angelegenheiten der Staatsarbeiten Dr.-Ing. Hermann Ehlers zum Oberbaurat.

Preußen. Der Regierungsbaumeister (W.) Köhler beim Wasserbauamt Genthin ist als Regierungsbaurat planmäßig angestellt; der Regierungsbaumeister Detering beim Neubauamt Wesermünde ist auf seinen Antrag aus dem Staatsdienste entlassen worden.

Überwiesen sind: die Regierungsbaumeister des Wasser- und Straßenbaufaches Hans Hinrichsen zum Kulturbauamt Neumünster, Franz Schmitz-Lenders zum Kulturbauamt II Düsseldorf, Friedrich Wunderlich zum Kulturbauamt Minden.

Gestorben ist: der Oberbaurat i. R., Geh. Baurat Hugo Roessler, Breslau.

INHALT: Der Plan einer Schleuse-Talsperre bei Kloster Veßra unterhalb Schleusingen. — Ausgestaltungsmöglichkeit der Standseilbahn-Linienführung. — Die Entlüftungsanlage im Liberty-Straßen-Tunnel in Pittsburgh. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — VIII. Tagung der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands. — Eisenbetonpfähle von 33 m Länge. — Hängebrücke über den Delaware. — Einige Abmessungen der englischen Eisenbahnen. — Die bayerische Zugspitzbahn. — Verlängerung der Lebensdauer von Schwellen. — Wasserglas als Bindemittel für Schotterstraßen in Frankreich. — Eine Straßenbrücke über den Firth of Forth. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang | BERLIN, 14. August 1925 | Heft 35

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Berechnung der Knickbelastung von Bogenträgern.

Von Dr. techn. Ing. **J. Fritsche**, Privatdozent an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag.

Infolge der besonderen Art der Stützung der Bogenträger treten bei einer gleichmäßig verteilten Vollbelastung und parabolisch gekrümmten Bogenachse nur Längskräfte auf; dies trifft auch für statisch unbestimmt gelagerte Bogenträger noch dann zu, wenn man bei der Berechnung der statisch unbestimmten Größen die durch die Längskräfte hervorgerufenen Formänderungen vernachlässigt, was man wohl immer tun darf, da Stabilitätsuntersuchungen nur dann notwendig sein werden, wenn es sich um Bogenträger mit großem Schlankheitsverhältnis handelt. Daß man sich auf flache Bogen beschränken darf, geht daraus hervor, daß bei einem hohen Bogen Halbbelastung infolge Überwiegens des Spannungsanteiles der Biegungsmomente über den der Längskräfte eine ungünstigere Wirkung als Vollbelastung haben muß und für Halbbelastung ein unstabiles Gleichgewicht der inneren Kräfte überhaupt nicht in Frage kommen kann.

Wie in meiner früheren Arbeit über diesen Gegenstand[1]) soll auch hier nur Knickung in der Ebene des Tragwerks untersucht werden, da sich nur in diesem Falle die Besonderheiten des Stabilitätsproblems, hervorgerufen durch die Krümmung der Stabachse und die Bogenlagerung, wesentlich bemerkbar machen. Daß unter obigen Voraussetzungen das Ausknicken im elastischen Bereich angenommen werden darf, bedarf keiner weiteren Erörterung.

Zur Bestimmung der verformten Bogenachse dient das Prinzip von Dirichlet, das aussagt, daß von allen möglichen Formänderungen diejenige tatsächlich auftritt, die die gesamte Formänderungsenergie zu einem Mindestwertmacht. Die Formänderung der Bogenachse (Abb. 1)

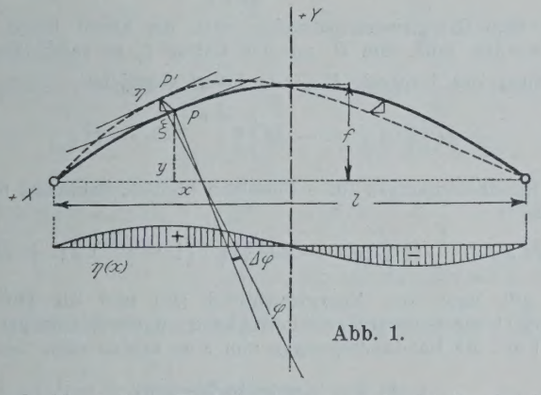


Abb. 1.

wird durch die stetigen Funktionen $\xi(x)$ und $\eta(x)$ beschrieben, die die wagerechte und lotrechte Teilverschiebung eines Bogenpunktes C mit den Koordinaten x und y bedeuten. Der Energiebetrag, der aufgewendet werden muß, um die ursprüngliche Bogenachse in die geänderte Form mit den Koordinaten

$$(1)\quad \begin{cases} \mathfrak{x} = x + \xi \\ \mathfrak{y} = y + \eta \end{cases}$$

überzuführen, setzt sich zusammen aus einem Energiezuwachs infolge der auftretenden Krümmungsänderung, aus einer Energieverminderung infolge der Verlängerung der Bogenachse und schließlich aus einem Energiebetrage, der zur Überführung der äußeren Belastung in die neue Lage geleistet werden muß. Die Energieverminderung infolge Längenänderung der Bogenachse ist

$$-\int \Delta ds \left(N - \frac{1}{2} \cdot EF \cdot \frac{\Delta ds}{ds}\right),$$

darin bedeuten N die Längskraft des Bogens in der ursprünglichen Form

$$N = H \sec\varphi = H\left(1 + \frac{1}{2} y^{I2}\right),$$

$\overline{ds}$ das Bogenelement der verformten Bogenachse, $\Delta ds = \overline{ds} - ds$, die Änderung des Bogenelementes, F den Bogenquerschnitt, E das Elastizitätsmaß. Mit dem Symbol

$$y^I \text{ bezw. } \xi^I,\ \eta^I \quad ^2)$$

soll je eine Differentiation nach x bezeichnet werden. Dann ist

$$(2)\quad \begin{cases} \Delta ds = \overline{ds} - ds = (\mathfrak{x}^{I2} + \mathfrak{y}^{I2})^{1/2}\, dx - (1 + y^{I2})^{1/2} \\ \qquad = (\xi^I + y^I \eta^I)\left(1 - \frac{1}{2} y^{I2}\right) \\ \qquad + \frac{1}{2}(\eta^{I2} - 2\xi^I y^I \eta^I)\left(1 - \frac{3}{2} y^{I2}\right), \end{cases}$$

und die Energieverminderung beträgt

$$(3)\quad \begin{cases} -\int \left[N - \frac{1}{2} EF(\xi^I + y^I\eta^I)(1 - y^{I2})\right] \\ \qquad \cdot \left[(\xi^I + y^I\eta^I)\left(1 - \frac{1}{2} y^{I2}\right) \right. \\ \qquad \left. + \frac{1}{2}(\eta^{I2} - 2\xi^I y^I \eta^I)\left(1 - \frac{3}{2} y^{I2}\right)\right] dx \\ \qquad = -H \int (\xi^I + y^I \eta^I)\, dx \\ \qquad (\eta^2 - \frac{1}{2} H \int -2\xi^I y^I \eta^I (1 - y^{I2})\, dx \\ \qquad + \frac{1}{2} EF \int (\xi^I + y^I\eta^I)^2 \left(1 - \frac{3}{2} y^{I2}\right) dx. \end{cases}$$

Aus der Notwendigkeit des Verschwindens des dritten Integrals dieses Ausdruckes, das sonst bestimmend auf das Vorzeichen des obigen Energiebetrages wirken würde, folgert Prof. Dr. P. Funk das Vorhandensein eines Wendepunktes der elastischen Linie des verformten Bogens, das übrigens schon früher von Dr.-Ing. R. Mayer-Mita versuchsmäßig nachgewiesen worden war. Dieses Glied verschwindet nur dann, wenn für jeden Bogenpunkt mit den Verschiebungsgrößen ξ und η die Bedingung

$$(4)\qquad \xi^I + y^I \eta^I = 0$$

erfüllt ist, woraus durch partielle Integration und Berücksichtigung der gegebenen Randwerte von ξ und η folgt, daß

$$(4a)\qquad \int \eta\, dx = 0,$$

eine Beziehung, die bei Stetigkeit von η, η^I, η^{II} im einfachsten Falle eine Antisymmetrie von $\eta(x)$ zur Voraussetzung hat.

Die Energie der Lastverschiebung berechnet sich mit

$$p \int \eta\, dx.$$

Fügt man dies zu obigem Ausdrucke hinzu, bekommt man

$$(3a)\quad \begin{cases} -H \int (\xi^I + y^I \eta^I)\, dx \\ -\frac{1}{2} H \int (\eta^{I2} - 2\xi^I y^I \eta^I)(1 - y^{I2})\, dx + p \int \eta\, dx. \end{cases}$$

Es ist

$$-H \int \xi^I\, dx = -H \left[\xi\right]_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} = 0,$$

da ξ am Rande wegen der unverschieblichen Bogenlager $= 0$ sein muß. Bei parabolischer Bogenachse ist

$$(5)\qquad y = f\left(1 - \frac{4x^2}{l^2}\right),$$

wenn der Koordinatenursprung in den Schnittpunkt der Symmetrieachse des Bogens mit der Kämpfersehne gelegt wird; dann ist

$$y^I = -\frac{8f}{l^2} \cdot x, \quad H = \frac{1}{8} \frac{p\, l^2}{f}$$

und

[1]) Joseph Melan zum 70. Geburtstag. F. Deuticke. Wien, Leipzig 1923.

[2]) Die Bezeichnung der ersten Ableitung einer Funktion nach x mit y^I, der zweiten mit y^{II} usw. wurde aus drucktechnischen Gründen gewählt.

$$-H\int y^{\mathrm{I}}\eta^{\mathrm{I}}\,dx=\frac{p\,l^2}{8f}\cdot\frac{8f}{l^2}\int x\,\eta^{\mathrm{I}}\,dx=p\left[x\,\eta\right]_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}}-p\int\eta\,dx.$$

Der Ausdruck in der eckigen Klammer ist gleich Null, da auch η am Rande verschwinden muß, und es wird

$$-Hf(\xi^{\mathrm{I}}+y^{\mathrm{I}}\eta^{\mathrm{I}})\,dx=-pf\eta\,dx.$$

Durch die hinzutretenden Biegungsmomente ergibt sich der Energiezuwachs mit

$$\frac{1}{2}\int\frac{M^2}{EJ}\,\overline{ds},$$

und die gesamte Energieänderung ist

$$(6)\quad\begin{cases}-\frac{1}{2}H\int\eta^{\mathrm{I}2}(1+y^{\mathrm{I}2})\,dx\\ \qquad+\frac{1}{2}\int\frac{M^2}{EJ}\left(1+\frac{1}{2}y^{\mathrm{I}2}\right)dx.\end{cases}$$

Aus der Tatsache, daß alle Größen erster Ordnung aus diesem Energieausdrucke herausfallen, ergibt sich erst die Möglichkeit des Bestehens eines Stabilitätsproblems bei Bogenträgern, da nur dann für eine bestimmte Belastung p der Fall eintreten kann, daß die Energieverminderung durch die Längenänderung der Bogenachse und der Energiezuwachs durch die Krümmungsänderung gerade gleich groß werden; dann ist die gesamte Änderung der Energie gleich Null, d. h. die inneren Spannungen befinden sich im indifferenten Gleichgewichte. Stört man dieses, so treten bei dieser Belastung keine Schwingungen mehr auf, die Schwingungsdauer ist unendlich groß geworden, der Bogen knickt aus.

In meiner schon angeführten Arbeit wurde für M der Ausdruck

$$M=-H(\eta+y^{\mathrm{I}}\xi)$$

auf Grund statischer Erwägungen abgeleitet und schließlich gezeigt, daß man eine hinreichend genaue Lösung für den Zweigelenkbogen bekommt, wenn man M nur in der Form

$$M=-H\eta$$

in die weitere Rechnung einführt. Es ist nun ohne weiteres einzusehen, daß eine Lösung unter dieser Näherungsannahme für M nur für den Zweigelenkbogen zu brauchbaren Ergebnissen führt, während sie für den eingespannten Bogen und für den Drei- und Eingelenkbogen versagen muß. Um zu einer allgemein gültigen Lösung zu kommen, ist es notwendig, zum Ansatze für M die Beziehung zwischen Krümmungsänderung und Biegungsmoment zu benutzen. Unter der Voraussetzung, daß die Querschnittgrößen in bezug auf den Krümmungshalbmesser klein sind, gilt

$$(7)\qquad\frac{1}{\varrho}-\frac{1}{r}=\frac{M}{EJ},$$

eine Beziehung, die allerdings nur für den geraden Stab volle Gültigkeit hat, unter obigen Voraussetzungen aber auch für den flachen Bogen benutzt werden kann. In Gl. 7 bedeutet ϱ den Krümmungshalbmesser der verformten, r den der ursprünglichen Bogenachse. Wenn für jeden Bogenpunkt

$$\xi^{\mathrm{I}}+y^{\mathrm{I}}\eta^{\mathrm{I}}=0$$

sein muß, ergab sich

$$\frac{1}{\varrho}-\frac{1}{r}=\eta^{\mathrm{II}}\left(1-\frac{1}{2}y^{\mathrm{I}2}\right),$$

folglich ist

$$\eta^{\mathrm{II}}\left(1-\frac{1}{2}y^{\mathrm{I}2}\right)=\frac{M}{EJ}$$

oder auch

$$(8)\qquad\eta^{\mathrm{II}}=\frac{M}{EJ}\left(1+\frac{1}{2}y^{\mathrm{I}2}\right)=\frac{M}{EJ}\sec\varphi.$$

Dieser Ausdruck stellt die Differentialgleichung für die Biegelinie eines flach gekrümmten Stabes vor; er geht für $\sec\varphi=1$ in die übliche Form für den geraden Stab über. Die Analogie zum Mohrschen Satze lautet folglich für den gekrümmten Stab: man erhält die Biegelinie als Seillinie eines Balkenträgers gleicher Stützweite, den man mit $\frac{M}{EJ}\sec\varphi$ zu belasten hat. Führt man nun für M den Wert

$$(9)\qquad M=EJ\left(1-\frac{1}{2}y^{\mathrm{I}2}\right)\eta^{\mathrm{II}}$$

in den Energieausdruck (6) ein, so erhält man

$$\frac{1}{2}EJ\int\eta^{\mathrm{II}2}\left(1-\frac{1}{2}y^{\mathrm{I}2}\right)dx-\frac{1}{2}H\int\eta^{\mathrm{I}2}\left(1+y^{\mathrm{I}2}\right)dx,$$

und die Funktion η ist so zu bestimmen, daß dieser Energiebetrag ein Kleinstwert wird. Wählt man statt x als neue unabhängige Veränderliche

$$z=x\sqrt{\frac{H}{EJ}}$$

und bezeichnet mit

$$\beta=\frac{1}{2}\left(\frac{8f}{l^2}\right)^2\cdot\frac{EJ}{H},$$

so muß

$$(10)\quad\int[\eta^{\mathrm{II}2}(1-\beta z^2)-\eta^{\mathrm{I}2}(1+2\beta z^2)]\,dz=\int V\,dz=\min.$$

Die Bedingung für den Mindestwert dieses bestimmten Integrals ist das Verschwinden der sogenannten Lagrangeschen Ableitung

$$\frac{d^2}{dz^2}\frac{\partial V}{\partial\eta^{\mathrm{II}}}-\frac{d}{dz}\frac{\partial V}{\partial\eta^{\mathrm{I}}}+\frac{\partial V}{\partial\eta}=0.$$

Es ist

$$\frac{\partial V}{\partial\eta^{\mathrm{II}}}=2\,\eta^{\mathrm{II}}(1-\beta z^2)\qquad\frac{\partial V}{\partial\eta^{\mathrm{I}}}=-2\eta^{\mathrm{I}}(1+2\beta z^2)$$

und die Differentialgleichung der elastischen Linie des verformten Bogens lautet:

$$(11)\quad\begin{cases}\eta^{\mathrm{IV}}(1-\beta z^2)-4\eta^{\mathrm{III}}\beta z-2\eta^{\mathrm{II}}\beta+\eta^{\mathrm{II}}(1+2\beta z^2)\\ \qquad+4\eta^{\mathrm{I}}\beta z=0.\end{cases}$$

Multipliziert man diese mit $(1+\beta z^2)$, so erhält man sie in einer der Lösung zugänglicheren Form

$$(11\mathrm{a})\quad\eta^{\mathrm{IV}}-4\eta^{\mathrm{III}}\beta z-2\eta^{\mathrm{II}}\beta+\eta^{\mathrm{II}}(1+3\beta z^2)+4\eta^{\mathrm{I}}\beta z=0,$$

da man alle Größen mit β^2 auf Grund der früheren Beschränkung der Untersuchung auf flache Bogen streichen darf. Diese Differentialgleichung gilt nun allgemein für alle Bogenträger, vorausgesetzt, daß ξ und η für $z=\frac{l}{2}\sqrt{\frac{H}{EJ}}=\varkappa$ verschwinden.

Wie sich aber leicht zeigen läßt, gilt sie auch für Bogenträger mit Zugband, bei denen die obenerwähnten Randbedingungen nicht erfüllt sind. Beträgt die Nachgiebigkeit des Zugbandes unter der Wirkung des Bogenschubes

$$\xi_x=\frac{Hl}{EF_z},$$

so tritt zum Energieausdrucke (3a) noch die Arbeit hinzu, die geleistet werden muß, um H um den Betrag ξ_x zu verschieben. Die Auswertung des Integrals $H\int\xi^{\mathrm{I}}\,dx$ liefert aber jetzt

$$-H\int\xi^{\mathrm{I}}\,dx=-H\left[\xi\right]_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}}=-H\xi_x;$$

da die Randbedingungen für η dieselben bleiben, bekommt man nun statt (3a)

$$-H\xi_x-\frac{1}{2}H\int(\eta^{\mathrm{I}2}-2\xi^{\mathrm{I}}y^{\mathrm{I}}\eta^{\mathrm{I}})(1-y^{\mathrm{I}2})\,dx+H\xi_x.$$

Damit gilt auch der Energieausdruck (10) und die Differentialgleichung 11 für Bogenträger mit Zugband, nur wird bei der Lösung von (11) auf die Randbedingungen von ξ zu achten sein.

A. Der Zweigelenkbogen.

Da man alle Glieder mit β^2 streichen darf, ist es am einfachsten, auf eine geschlossene, genaue Lösung obiger Differentialgleichung zu verzichten und die Lösung in Form einer unendlichen Reihe in Potenzen von β anzuschreiben:

$$\eta=\varphi_0(z)+\beta\varphi_1(z)+\beta^2\varphi_2(z)+\dots$$

wobei nur die ersten beiden Glieder berücksichtigt zu werden brauchen. Bildet man die Ausdrücke für η^{I}, η^{II}, η^{III}, η^{IV} und setzt sie in die Differentialgleichung (11a) ein, bekommt man die Bedingungsgleichungen für die unbekannten Funktionen φ_0 und φ_1 durch Nullsetzen der Summen, die bei gleich hohen Potenzen von β stehen:

$$(12)\quad\begin{cases}\varphi_0^{\mathrm{IV}}+\varphi_0^{\mathrm{II}}=0\\ \varphi_1^{\mathrm{IV}}+\varphi_1^{\mathrm{II}}-4z\varphi_0^{\mathrm{III}}-2\varphi_0^{\mathrm{II}}+3z^2\varphi_0^{\mathrm{II}}+4z\varphi_0^{\mathrm{I}}=0.\end{cases}$$

Die Lösung der ersten Gl. (12) lautet

$$\varphi_0(z)=a\sin z+b\cos z+cz+d$$

aus der Bedingung $\xi^{\mathrm{I}}+y^{\mathrm{I}}\eta^{\mathrm{I}}=0$, aus der durch partielle Integration bei unverschieblichen Kämpfern die Beziehung

$$\int\eta\,dz=0$$

folgte, ging hervor, daß η und infolgedessen auch seine Bestandteile φ_0 und φ_1 im einfachsten Falle antisymmetrisch sein müssen; daher ist b und d gleich Null und

$$\begin{aligned}\varphi_0&=a\sin z+cz\\ \varphi_0^{\mathrm{I}}&=a\cos z+c\\ \varphi_0^{\mathrm{II}}&=-a\sin z\\ \varphi_0^{\mathrm{III}}&=-a\cos z\end{aligned}$$

damit lautet die Differentialgleichung für φ_1

$$\varphi_1^{IV} + \varphi_1^{II} - 3\,a\,z^2 \sin z + 8\,a\,z\cos z + 2\,a\sin z + 4\,cz = 0;$$

für φ_1 muß wiederum ein antisymmetrischer Ansatz gemacht werden, und zwar ist zu mutmaßen, daß ein Ansatz von folgender Form als Lösung entsprechen dürfte:

$$(13)\quad \begin{cases} \varphi_1 = A z^3 \cos z + B z^2 \sin z + C z \cos z \\ \qquad + D \sin z + E z^3 + F z. \end{cases}$$

Durch Vergleich der Beiwerte gleicher Funktionen von z lassen sich die Integrationskonstanten A, B, C . . . durch a und c ausdrücken; man erhält

$$A = \frac{1}{2}\cdot a,\quad B = -\frac{7}{4}\cdot a,\quad C = -\frac{15}{4}\cdot a,\quad D = 0,\quad E = -\frac{2}{3}\cdot c.$$

Nun ergibt sich für η folgender Ausdruck:

$$(14)\quad \begin{cases} \eta = a\sin z + cz \\ \quad + \beta\left[\frac{1}{2}\cdot a z^3\cos z - \frac{7}{4}\cdot a z^2 \sin z - \frac{15}{4}\cdot a z\cos z - \frac{2}{3}\cdot c z^3\right]. \end{cases}$$

Für $z = \pm\frac{l}{2}\sqrt{\frac{H}{EJ}} = x$ muß η gleich Null sein, und die erste Gleichung zur Bestimmung der Integrationskonstanten a und c lautet:

$$(15)\quad \begin{cases} a\left[\sin x + \beta\left(\frac{1}{2}\cdot x^3\cos x - \frac{7}{4}\cdot x^2\sin x - \frac{15}{4}\cdot x\cos x\right)\right] \\ \qquad + c x\left(1 - \frac{2}{3}\cdot c\beta x^2\right) = 0. \end{cases}$$

Die zweite folgt aus der Bedingung, daß für $z = x$ auch das Moment M verschwinden muß. Es war

$$\frac{M}{H} = -\frac{EJ}{H}\eta^{II}\left(1 - \frac{1}{2}\cdot y^{I2}\right) = -\eta^{II}(1 - \beta z^2).$$

Aus (14) folgt

$$\eta^I = a\cos z + c + \beta\left[-\frac{1}{2}\cdot a z^3\sin z - \frac{1}{4}\cdot a z^2\cos z + \frac{1}{4}\cdot a z\sin z - \frac{15}{4}\cdot a\cos z - 2cz^2\right]$$

$$\eta^{II} = -a\sin z + \beta\left[-\frac{1}{2}\cdot a z^3\cos z - \frac{5}{4}\cdot a z^2\sin z - \frac{1}{4}\cdot a z\cos z + 4a\sin z - 4cz\right]$$

$$-\eta^{II}(1-\beta z^2) = a\sin z + \beta\left[\frac{1}{2}\cdot a z^3\cos z + \frac{1}{4}\cdot a z^2\sin z + \frac{1}{4}\cdot a z\cos z - 4a\sin z + 4cz\right]$$

und es ergibt sich die noch fehlende zweite Gleichung zur Ermittlung von a und c mit

$$(16)\quad \begin{cases} a\left[\sin x + \beta\left(\frac{1}{2}\cdot x^3\cos x + \frac{1}{4}\cdot x^2\sin x \right.\right. \\ \qquad \left.\left. + \frac{1}{4}\cdot x\cos x - 4\sin x\right)\right] + 4c\beta x = 0. \end{cases}$$

Aus Gl. 16 bekommt man

$$4c\beta x = -a\left[\sin x + \beta\left(\frac{1}{2}\cdot x^3\cos x + \frac{1}{4}\cdot x^2\sin x + \frac{1}{4}\cdot x\cos x - 4\sin x\right)\right].$$

Multipliziert man (15) mit 4β und eliminiert nun die Konstante c, so ergibt sich die Bedingung für eine unstabile Art des reinen Druckgleichgewichtes mit

$$(17)\quad \begin{cases} a\left[\sin x + \beta\left(\frac{1}{2}\cdot x^3\cos x - \frac{5}{12}\cdot x^2\sin x \right.\right. \\ \qquad \left.\left. + \frac{1}{4}\cdot x\cos x - 8\sin x\right)\right] = 0. \end{cases}$$

Diese Gleichung kann befriedigt werden für $a = 0$, d. h. der Bogen knickt überhaupt nicht aus, er bleibt für jede Belastung im Gleichgewichte; oder es kann der Ausdruck

$$\sin x + \beta\left[\frac{1}{2}\cdot x^3\cos x - \frac{5}{12}\cdot x^2\sin x + \frac{1}{4}\cdot x\cos x - 8\sin x\right] = 0$$

werden; obgleich diese Gleichung unendlich viele Wurzeln hat, ist sie insofern eindeutig, als nur der kleinste Wert dieser Wurzeln x von praktischer Bedeutung ist. Damit bekommt man nun den Knickschub H_x mit

$$(20)\quad H_x = \frac{4x^2 EJ}{l^2},$$

d. h. erzeugt die auf den Bogen aufgebrachte Belastung gerade den H-Schub,

$$H_x = \frac{1}{8}\cdot\frac{p_x l^2}{f},$$

so verläßt der Bogen die nun labil gewordene Gleichgewichtslage und sucht eine neue stabile einzunehmen, er knickt aus.

Bevor jedoch diese kritische Belastung p_x, bei der die parabolische Form des Zweigelenkbogens labil wird, berechnet werden soll, mag untersucht werden, wieweit die Näherungsannahmen für

$$\frac{M}{H} = -\eta \quad \text{bezw.} \quad \frac{M}{H} = -(\eta + y^I\xi),$$

die meiner Berechnung der Knicklast eines Zweigelenkbogens in der Melan-Festschrift zugrunde gelegt wurden, berechtigt sind. Der genaue Wert für M lautet

$$-\frac{M}{H} = a\left[\sin z + \beta\left(\frac{1}{2}\cdot z^3\cos z + \frac{1}{4}\cdot z^2\sin z + \frac{1}{4}\cdot z\cos z - 4\sin z\right)\right] + 4c\beta z.$$

Für $-\frac{M}{H} \approx +\eta = a\left[\sin z + \beta\left(\frac{1}{2}\cdot z^3\cos z - \frac{7}{4}\cdot z^2\sin z - \frac{15}{4}\cdot z\cos z\right)\right] + cz.$

Es decken sich also bereits die maßgebenden Glieder, erst die kleineren von $\beta z^2\sin z$ an zeigen Abweichungen, da beim Zweigelenkbogen die Glieder mit der Integrationskonstanten c nur einen geringfügigen Einfluß auf das Ergebnis haben. Bei $-\frac{M}{H} = \eta + y^I\xi$ ist die Übereinstimmung noch weitgehender; es ist

$$\xi^I = -y^I\eta^I = \sqrt{2\beta}\,z\,\eta^I = \sqrt{2\beta}\left[az\cos z + cz + \beta(\ldots)\right]$$

$$\xi = \int \xi^I\,dz = \sqrt{2\beta}\left[az\sin z + a\cos z + \frac{c}{2}\cdot z^2 + \beta\left(\ldots\right)\right] + C$$

$$y^I\xi = -\sqrt{2\beta}\,z\,\xi = -2\beta\left[az^2\sin z + az\cos z + \frac{c}{2}\cdot z^3 + \beta\left(\ldots\right)\right] + C'z$$

$$y^I\xi + \eta = a\left[\sin z + \beta\left(\frac{1}{2}\cdot z^3\cos z + \frac{1}{4}\cdot z^2\sin z - \frac{7}{4}\cdot z\cos z + mz\right)\right].$$

Nun decken sich auch noch die dritten Glieder vollständig mit dem genauen Ergebnis für $-\frac{M}{H}$, so daß dieser Ansatz bereits völlig zutreffende Werte für die Knickbelastung liefern müßte. Daß er noch nicht ganz richtig ist, habe ich bereits in meiner früheren Arbeit erwähnt, da er die Lastanhäufung auf der Seite der positiven η und die Lastminderung auf der Seite der negativen η nicht berücksichtigt.

Da $\beta = 32\left(\frac{f}{l^2}\right)^2\frac{EJ}{H} = 8\left(\frac{f}{l}\right)^2\frac{1}{x^2} = \frac{\vartheta}{x^2}$, erhält man als Bedingung für das Ausknicken des Zweigelenkbogens

$$(18)\quad \begin{cases} x^2\sin x + \\ \vartheta\left(\frac{1}{2}x^3\cos x - \frac{5}{12}x^2\sin x + \frac{1}{4}x\cos x - 8\sin x\right) = 0 \end{cases}$$

oder

$$(19)\quad \operatorname{tg} x + \frac{3x\vartheta(2x^2+1)}{x^2(12-5\vartheta) - 96\vartheta} = \operatorname{tg} x + f(x) = 0;$$

damit ergibt sich

$$(20)\quad H_x = \frac{4x^2EJ}{l^2},\quad p_x = \frac{32fx^2EJ}{l^4},$$

weil sich beim Ausknicken der H-Schub des Bogens nicht ändert. Das Näherungsverfahren mit $M = -H\eta$ hatte für x die Beziehung

$$(19a)\quad \operatorname{tg} x + \frac{\vartheta(2x^2-3)}{3x(4-\vartheta)} = 0$$

ergeben; wieweit dieses mit dem aus Gl. 19 gewonnenen genauen Werte von x übereinstimmt, wird bei der zahlenmäßigen Auflösung der beiden Gl. (19) u. (19a) für ein bestimmtes ϑ gezeigt werden. Für $\vartheta = 0$ ist die kleinste Wurzel von Gl. (18) identisch mit π.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

25 Jahre amerikanischer Technik.

Eindrücke von zwei Studienreisen nach Nordamerika 1898 und 1924.

Von Geheimrat **Buhle**, Professor in Dresden.

(Schluß aus Heft 33.)

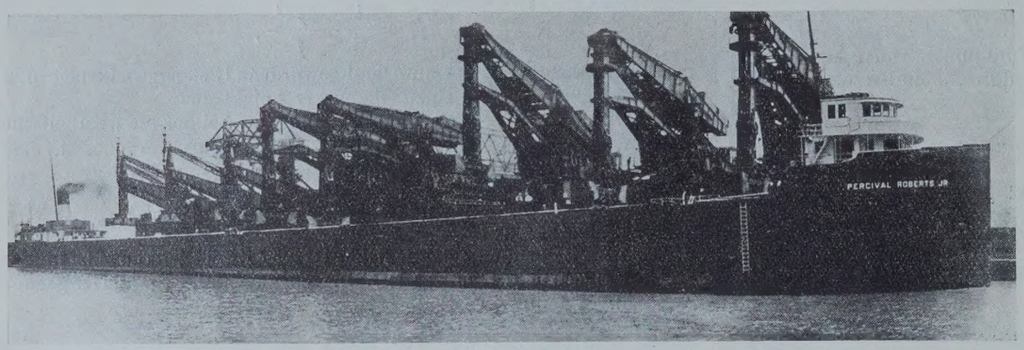
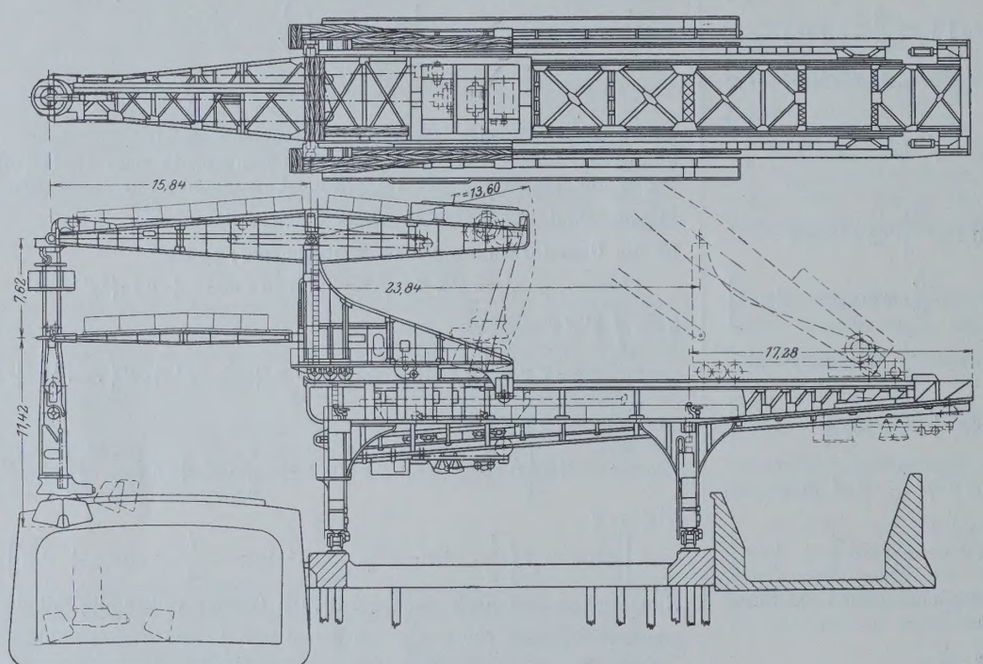


Abb. 10. Wellman-Seaver-Morgans selbsttätige Erzentlader, Bauart Hulett, am Pittsburg-Conneaut-Dock in Conneaut Harbour (Ohio) am 14. Juli 1924.



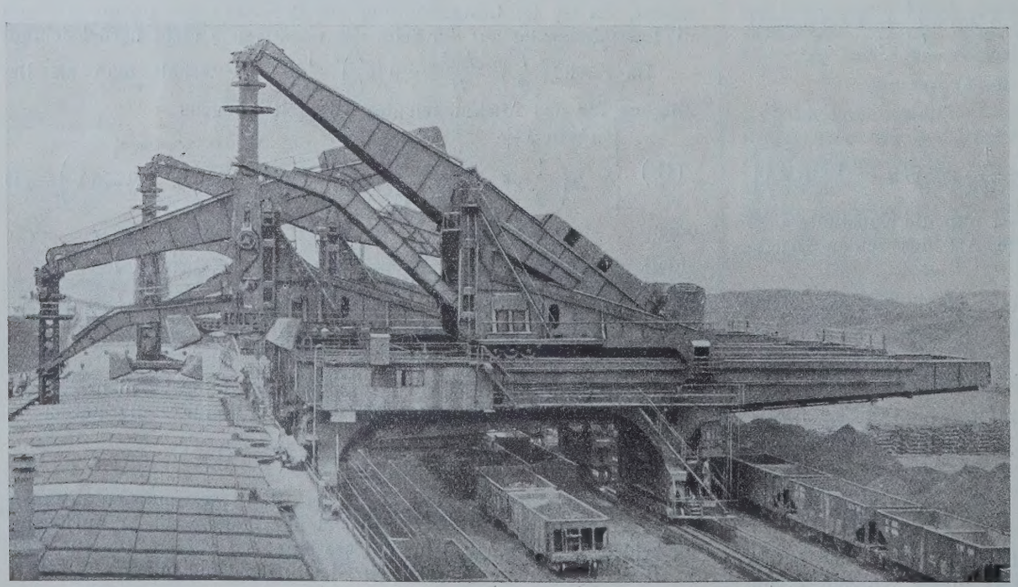


Abb. 11 a bis c. W.-S.-M.-Erzentlader der United States Steel Corporation in Conneaut.

Henry Ford wurde am 30. Juli 1863 geboren. Sein erster Wagen ward 1892 vollendet, 1896 der zweite. 1897 zeigte der amerikanische Zirkuskönig Barnum in seinem Zelt einen der vier Kraftwagen, die damals auf den Straßen der Neuen Welt liefen. 1903 entstanden bei Ford 195 Fahrzeuge, 1908/09: 10660 (zu 950 $ je Wagen), 1923: 2090959 (zu 295 $ je Wagen). Die Fordwerke stellen jetzt täglich 7500 Automobile her. 1923 waren in den U. S. A. mehr als 15 Mill. Kraftwagen in Betrieb. Während ein Fordwagen rd. 2 R.-M. je kg kostet, stellt sich der günstigste Preis für ein deutsches Fahrzeug auf 8 R.-M. je kg, und während bei uns eine Fabrik im Mittel ihr Kapital jährlich dreimal umsetzt, gibt es in den Vereinigten Staaten mehrere Autofabriken, die ihr Kapital fünfzigmal umsetzen. „Der Verkehr ist die Hauptschlagader im Volkskörper, und die Beförderung der Güter und die Überwindung des Raumes sind die obersten Faktoren wirtschaftlicher Entwicklung".

Unvergeßlich und überwältigend sind die Eindrücke jener Tage; wundervolle, überaus lehrreiche Drucksachen haben den Wirkungsgrad dieser Zeit noch stark erhöht. Für den Transport-Ingenieur ist hier das Paradies, und man schätzt die Deutschen. Chicago mit dem benachbarten Riesen-Stahlwerk in Gary, das allein im Februar 1924 rd. 326000 t[11]) Stahl erzeugt hat, führte zu Betrachtungen über die zurzeit größten Krane der Welt[12]) (rd. 400000 kg Tragkraft)[13]), sowie über die Hulett-Stielgreifer (Abb. 10[14]) und Abb. 11 a/c) und Eisenbahnwagenkipper (Abb. 12 a/c) der Wellman-Seaver-Morgan Co., Cleveland (Ohio). Pittsburg (vgl. Abb. 2) zeigte sich — wie Detroit — hervorragend deutschfreundlich; in dem nahe gelegenen Clairton

[11]) 1 short ton zu 2000 Pfd. (lbs.) = 907 kg; 1 long oder gross ton zu 2240 Pfd. (lbs) = 1016 kg. 1 deutsche Tonne (t) = 1000 kg.

[12]) Buhle, „Schwerstlastkrane", Fördertechnik 1925, S. 80 ff.

[13]) Gebaut von der Alliance Co., Alliance (Ohio).

[14]) Von den neun dargestellten Maschinen wurde die erste 1898 erbaut, die zwei letzten sind im Juli 1924 in Betrieb genommen worden. Die vier links aufgestellten, hydraulisch arbeitenden Krane haben eine Greiffähigkeit von 10 t, während die fünf rechts sichtbaren elektrisch ausgerüstet sind und je 17 t fassen können. Vergl. auch Buhle, „Zur Frage der Bewegung und Lagerung von Hüttenrohstoffen", Stahl u. Eisen 1906, S. 858 ff.

(Carnegie-Werke) können täglich 6 000 000 kg Koks erzeugt werden. Baltimore (Abb. 13) und Philadelphia (Abb. 14, vergl. auch Abb. 5e u. 6e) besitzen sehr bedeutende Umschlaganlagen für Kisten-, Sack- und Ballenware wie für Schaufelgut (Korn, Kohle und dergl.); Philadelphia hat auch eine bemerkenswerte Anlage für Müllverwertung, d. h. für ein besonders in Hafenstädten in Zukunft sehr wichtiges Massen-Förder- und -Lagergebiet.

Ein zweiter Aufenthalt in New York schloß die Rundreise höchst erfolgreich ab mit ergänzenden Studien über die Beförderung von gewaltigen Menschenmassen (Zukunftsgestaltung der Hoch-, Straßen- und Untergrundbahnen), über die Aussichten des in natürlicher Größe im Betriebe vorgeführten Modelles einer für den Querverkehr auf der Manhattan-Insel geplant gewesenen Stufenbahn in Jersey City (Continuous Transit Co., Inc., New York)[15], über Stapelkarren[16], Otis-Aufzüge, bewegliche Rampen (Abb. 15), selbsttätige Treppen[17] und Steigbänder (Abb. 16 u. 17) und Wendelrutschen (Abb. 18) usw.

Die Rückfahrt auf dem schönsten der Hapag-Dampfer „Albert Ballin“, der (wie sein Schwesterschiff „Deutschland“ und der zurzeit im Bau befindliche Dampfer „Hamburg“) die vorzüglich arbeitenden neuen Frahmschen Schlingertanks besitzt, — tatsächlich blieb die Seekrankheit völlig aus — gestaltete sich zu einer wunderbaren Erholungsreise.

Herzlichen Dank allen, die mir so freundlich geholfen haben!

---

[15] Vgl. „Die Bautechnik“ 1925, S. 208.

[16] Ebenda 1924, S. 132 ff. und 625 ff., sowie 1925, S. 296; vgl. auch Fördertechnik 1925, S. 110 ff.

[17] Z. d. V. d. I. 1901, S. 1349 ff.

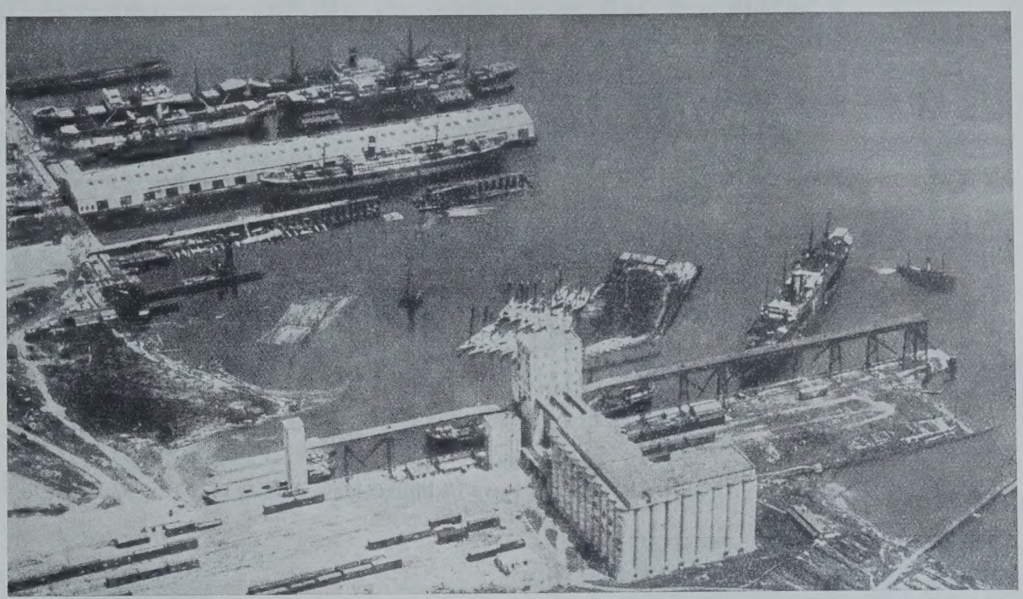
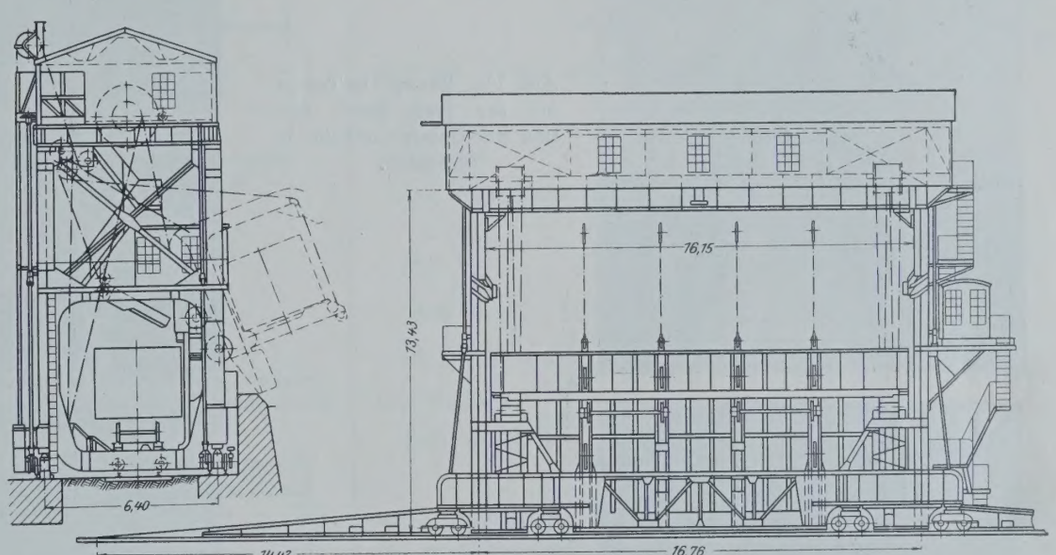


Abb. 13. Kornsilo von 13 000 t (demnächst 20 000 t) in Baltimore (West-Maryland) in Eisenbeton.



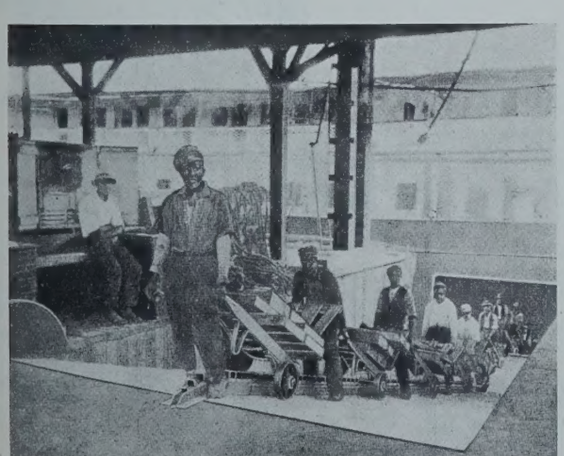


Abb. 15.
Selbsttätige Rampe von Otis für Karrenförderung (Dock-Elevator).

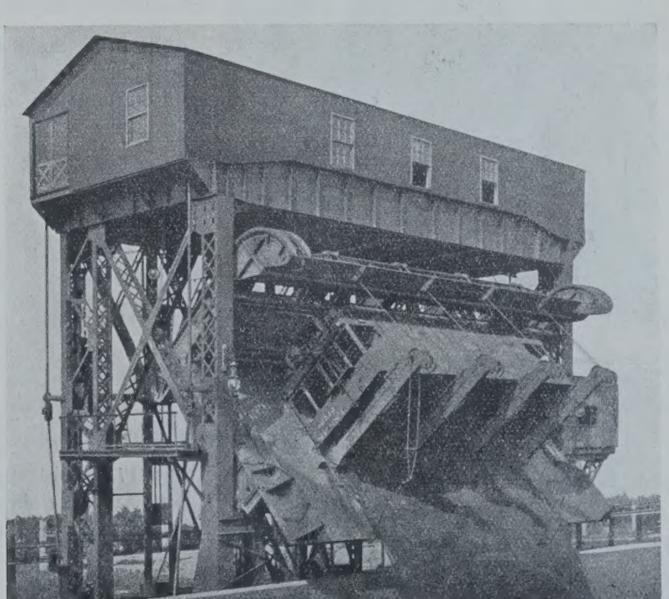


Abb. 12a bis c. Fahrbarer Seitenkipper für Eisenbahnwagen (Bauart Wellman-Seaver-Morgan, Cleveland, Ohio). Stdl. Leistung bis zu 30 Wagen.

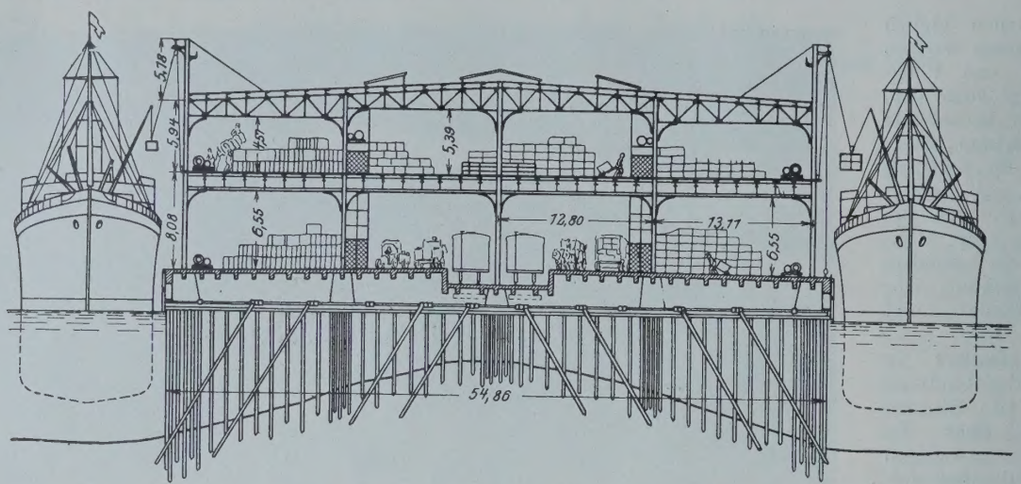


Abb. 14. Southwark Piers in Philadelphia (Breite rd. 55 m, Wassertiefe rd. 9 m).

Abb. 16a. Bewegliche Treppe auf der Park Street Station der Untergrundbahn in Boston.

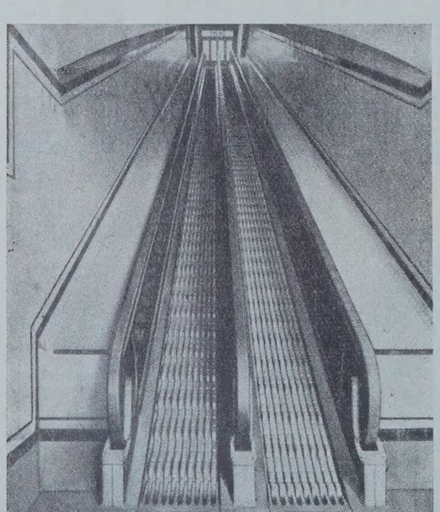


Abb. 16b. Steigbänder auf der Park Street Station der Untergrundbahn in Boston.

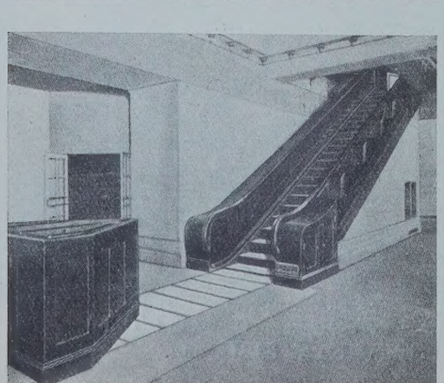


Abb. 17. Selbsttätige Treppe mit Abweiser in der Anhäuser Busch-Brauerei in St. Louis.

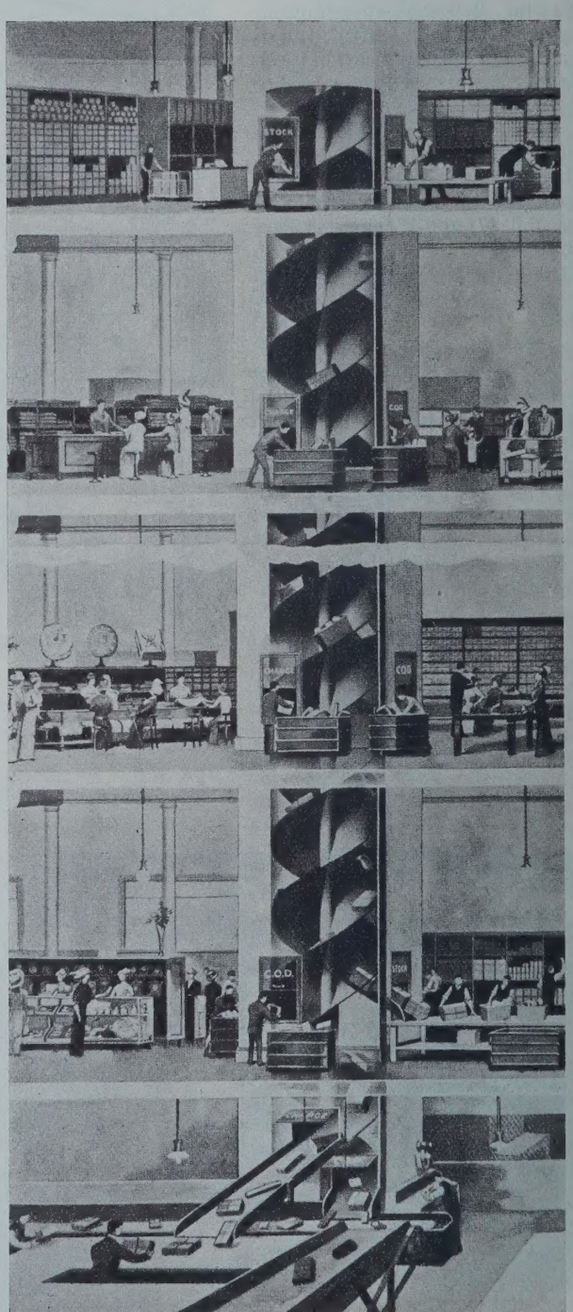


Abb. 18. Dreispiralige Otis-Wendelrutsche für Warenhäuser.

Einfluß der Gleiskrümmung auf die Durchbiegung der Hauptträger eiserner Eisenbahnbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von J. Hailer, Eisenbahnoberingenieur, Erfurt.

a) Vollwandige Hauptträger.

Nach den „Vorschriften für Eisenbauwerke“, vom 25. Februar 1925, S. 48, ist für vollwandige Träger auf zwei Stützen mit gleichbleibendem Querschnitt, d. h. sämtliche Gurtplatten sind bis zum Trägerende durchgeführt, die größte Durchbiegung in der Mitte

$$f_{\max} = \frac{5\, M_{\max}\, l^2}{48\, E J} \cdot \tag{1}$$

Bei einem Vollwandträger auf zwei Stützen mit veränderlichem Querschnitt, wobei also nur ein Teil der Gurtplatten bis zum Trägerende durchgeführt ist, ist die Durchbiegung um rd. 10% größer, d. h. in der Formel (1) ist die Ziffer 5 durch 5,5 zu ersetzen.

Hierin bedeutet: $M_{\max}$ das größte Biegungsmoment aus der für die Berechnung der Durchbiegung maßgebenden Belastung, l die Trägerstützweite, E das Elastizitätsmaß, J das Trägheitsmoment in Trägermitte.

Vorstehende Formeln sind streng genommen nur anwendbar, wenn die Gleisachse eine Gerade ist und mit der Brückenachse zusammenfällt.

Für den Fall, daß die Gleisachse auf der Brücke in einem Bogen liegt, sollen im folgenden für den Vollwandträger auf zwei Stützen Formeln für die größte Durchbiegung in Trägermitte bei ruhender Belastung hergeleitet werden.

Bekanntlich ist allgemein die Durchbiegung im Abstande x vom linken Auflager (Abb. 1)

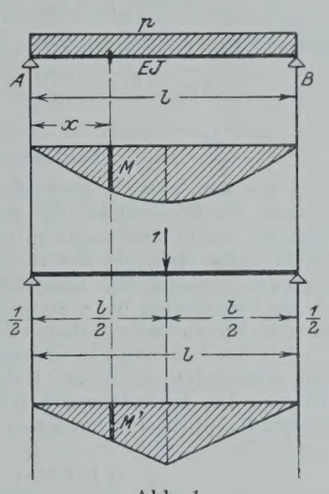


Abb. 1.

$$f = \int \frac{M\, M'\, dx}{E J}, \tag{2}$$

worin bedeutet: M das Biegungsmoment aus der ruhenden Verkehrslast, M' das Biegungsmoment aus der Belastung des Trägers durch eine Last = 1 an der Stelle, wo die Durchbiegung gesucht wird (in diesem Falle in der Trägermitte), E das Elastizitätsmaß, J das Trägheitsmoment in der Trägermitte.

Bei Berücksichtigung des Einflusses der Gleiskrümmung auf den inneren und äußeren Hauptträger berechnen sich im Abstande x vom linken Auflager die Biegungsmomente bei gleichmäßig verteilter Last (Abb. 2) für den inneren Hauptträger

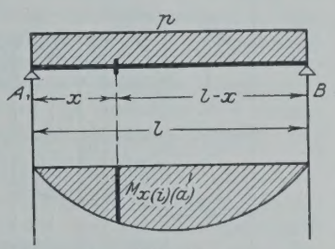


Abb. 2.

$$M_{x\,(i)} = a_i \left(\frac{p\, l}{2} \cdot x - \frac{p\, x^2}{2} \right) = a_i \cdot \frac{p\, x}{2} (l - x), \tag{3}$$

für den äußeren Hauptträger

$$\left.\begin{aligned} M_{x\,(a)} &= b_a \left(\frac{p\, l}{2} \cdot x - \frac{p\, x^2}{2} \right) \\ &= b_a \cdot \frac{p\, x}{2} (l - x), \end{aligned}\right\} \tag{4}$$

wo l die Trägerstützweite, a_i und b_a den Einfluß der Gleiskrümmung und p die Belastung/Längeneinheit ausdrücken.

Mit bezug auf Abb. 3 wird bei 2 t ruhender Last

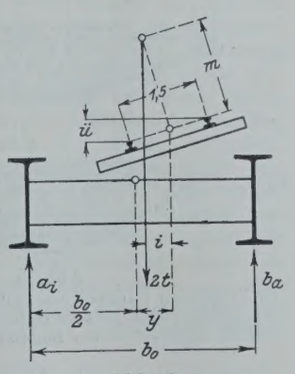


Abb. 3.

$$a_i\, b_0 - 2 \left(\frac{b_0}{2} - y + i \right) = 0$$

$$a_i = 2 \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0} (y - i) \right] \tag{5}$$

und ebenso

$$b_a\, b_0 - 2 \left(\frac{b_0}{2} + y - i \right) = 0$$

$$b_a = 2 \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0} (y - i) \right]. \tag{6}$$

Der Wert i berechnet sich bei Schienenüberhöhung $\ddot{u}$ aus:

$$1{,}5 : \ddot{u} = m : i$$

$$i = m \cdot \frac{\ddot{u}}{1{,}5} \tag{7}$$

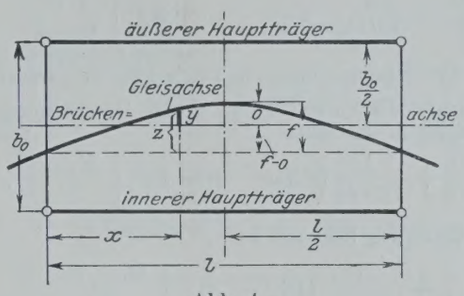


Abb. 4.

Ist nach Abb. 4: l die Sehnenlänge des Gleisbogens (Trägerstützweite) auf der Brückenfahrbahn, o der Abstand der Gleisachse im Bogenscheitel von der Brückenachse, f die Bogenhöhe, b_0 der Abstand der Hauptträger voneinander, und wird angenommen, daß die gekrümmte Gleisachse eine Parabel mit der Gleichung

$$z = \frac{4 f x}{l^2} (l - x)$$

ist, so wird

$$y = z - (f - o) = \frac{4 f x}{l^2} (l - x) - (f - o)$$

$$y = o - f + \frac{4 f x}{l^2} (l - x). \tag{8}$$

Die Gl. (5) u. (6) gehen alsdann über in:

$$a_i = 2 \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0} \left(o - f - i + \frac{4 f x}{l^2} (l - x) \right) \right] \tag{9}$$

und ebenso

$$b_a = 2 \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0} \left(o - f - i + \frac{4 f x}{l^2} (l - x) \right) \right]. \tag{10}$$

α) Innerer Hauptträger.

Aus Gl. (2) berechnet sich nun für den inneren Hauptträger bei der Belastung p/Einheit die größte Durchbiegung in der Mitte, wenn für M die Werte aus Gl. (3) u. (9) und nach Abb. 1 für

$$M' = \frac{1}{2} \cdot x$$

eingeführt werden:

$$f_{\max\,(i)} = \frac{2}{E J} \int_0^{\frac{l}{2}} 2 \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0} \left(o - f - i + \frac{4 f x}{l^2} (l - x) \right) \right] \cdot \frac{p\, x}{2} (l - x) \frac{x}{2} \cdot dx.$$

Hieraus wird:

$$f_{\max\,(i)} = \left[\frac{5}{48} - \frac{1}{120\, b_0} \left(25\, (o - i) - 3 f \right) \right] \frac{p\, l^4}{8 E J}. \tag{11}$$

Setzt man für $\frac{p\, l^2}{8} = M_{\max}$ das größte Biegungsmoment in der Trägermitte bei gerader Gleisachse, so lautet die Formel für die größte Durchbiegung des inneren Hauptträgers in der Mitte:

$$f_{\max\,(i)} = \left[\frac{5}{48} - \frac{1}{120\, b_0} \left(25\, (o - i) - 3 f \right) \right] \frac{M_{\max}\, l^2}{E J}. \tag{12}$$

Aus Gl. (12) folgt mit $o = \frac{f}{3}$

$$f_{\max\,(i)} = \left[\frac{5}{48} - \frac{1}{360\, b_0} (16 f - 75 i) \right] \frac{M_{\max}\, l^2}{E J} \tag{13}$$

und mit $o = \frac{f}{2}$

$$(14)\quad f_{\max(i)} = \left[\frac{5}{48} - \frac{1}{240\,b_0}(19\,f - 50\,i)\right]\frac{M_{\max}\,l^2}{EJ}.$$

β) Äußerer Hauptträger.

Ebenso folgt aus Gl. (2) mit den Werten Gl. (4) u. (10) und mit $M' = \frac{1}{2}\cdot x$ die größte Durchbiegung in der Mitte bei der Belastung p/Einheit zu

$$f_{\max(a)} = \frac{2}{EJ}\int_0^{\frac{l}{2}} 2\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0}\left(o - f - i + \frac{4\,f\,x}{l^2}(l-x)\right)\right] \cdot \frac{p\,x}{2}(l-x)\,\frac{x}{2}\cdot dx.$$

Hieraus folgt:

$$(15)\quad f_{\max(a)} = \left[\frac{5}{48} + \frac{1}{120\,b_0}\left(25\,(o-i) - 3\,f\right)\right]\frac{p\,l^4}{8\,EJ}.$$

Für $\frac{p\,l^2}{8} = M_{\max}$ das Biegungsmoment in Trägermitte bei gerader Gleisachse gesetzt, so lautet die Formel für die größte Durchbiegung des äußeren Hauptträgers in der Mitte

$$(16)\quad f_{\max(a)} = \left[\frac{5}{48} + \frac{1}{120\,b_0}\left(25\,(o-i) - 3\,f\right)\right]\frac{M_{\max}\,l^2}{EJ}.$$

Aus vorstehender Gleichung folgt mit $o = \frac{f}{3}$

$$(17)\quad f_{\max(a)} = \left[\frac{5}{48} + \frac{1}{360\,b_0}(16\,f - 75\,i)\right]\frac{M_{\max}\,l^2}{EJ}$$

und mit $o = \frac{f}{2}$

$$(18)\quad f_{\max(a)} = \left[\frac{5}{48} + \frac{1}{240\,b_0}\left(19\,f - 50\,i\right)\right]\frac{M_{\max}\,l^2}{EJ}.$$

Die Formeln 11 bis 18 sind bei Trägern mit gleichbleibendem Querschnitt, wenn also die Gurtplatten bis zum Trägerende durchgeführt sind, anwendbar. Für den Fall, daß die Gurtplatten nur teilweise bis zum Trägerende durchgehen, ist die Zahl 5 durch 5,5 zu ersetzen.

γ) Soll die Durchbiegung des inneren und äußeren Hauptträgers bei ruhender Belastung die gleiche sein, so ist für $o =$ dem Abstand der Gleisachse von der Brückenachse (Abb. 4) nachstehend ermittelter Werte zu wählen. Zur Bestimmung von o muß die Bedingung erfüllt sein:

$$f_{\max(i)} = f_{\max(a)}$$

$$\frac{1}{EJ}\frac{p\,l^4}{8}\left[\frac{5}{48} - \frac{1}{120\,b_0}\left(25\,(o-i) - 3\,f\right)\right] = \frac{1}{EJ}\frac{p\,l^4}{8}\left[\frac{5}{48} + \frac{1}{120\,b_0}\left(25\,(o-i) - 3\,f\right)\right].$$

Daraus ergibt sich:

$$(19)\quad o = \frac{3}{25}f + i.$$

Aus dieser Gleichung ist folgendes zu schließen: Ist $o < \frac{3}{25}f + i$, so ist die Durchbiegung des inneren Hauptträgers stets größer als die des äußeren, und umgekehrt.

δ) Beispiel.

$l = 20$ m; $b_0 = 3{,}6$ m; $r = 250$ m; $ü = 0{,}12$ m; $m = 2$ m;

$$i = 2\,\frac{0{,}12}{1{,}5} = 0{,}16 \text{ m}; \quad f \approx \frac{l^2}{8r} = \frac{20^2}{8\cdot 250} = 0{,}20 \text{ m};$$

$$o = \frac{f}{3} = \frac{0{,}20}{3}\text{ m}.$$

Nach Gl. (13) wird

$$f_{\max(i)} = \left[\frac{5}{48} - \frac{1}{360\cdot 3{,}6}\,(16\cdot 0{,}20 - 75\cdot 0{,}16)\right]\frac{M_{\max}\,l^2}{EJ},$$

$$f_{\max(i)} = 0{,}1110\,\frac{M_{\max}\,l^2}{EJ}.$$

Aus Gl. (17) folgt:

$$f_{\max(a)} = \left[\frac{5}{48} + \frac{1}{360\cdot 3{,}6}\,(16\cdot 0{,}20 - 75\cdot 0{,}16)\right]\frac{M_{\max}\,l^2}{EJ}$$

$$f_{\max(a)} = 0{,}0974\,\frac{M_{\max}\,l^2}{EJ}.$$

Ist nun:

$J = 3\,000\,000$ cm⁴ (gleichbleibender Querschnitt);

$E = 2\,100\,000$ kg/cm²; $l = 2000$ cm;

$$M_{\max} = \frac{511}{2} = 255{,}5 \text{ tm} = 25\,550\,000 \text{ cmkg (Lastenzug } E),$$

so wird die größte Durchbiegung des inneren Hauptträgers

$$f_{\max(i)} = 0{,}1110\,\frac{25\,550\,000\cdot 2000^2}{2\,100\,000\cdot 3\,000\,000} = 1{,}80 \text{ cm},$$

die des äußeren Hauptträgers berechnet sich zu:

$$f_{\max(a)} = 0{,}0974\,\frac{25\,550\,000\cdot 2000^2}{2\,100\,000\cdot 3\,000\,000} = 1{,}58 \text{ cm}.$$

Hiernach erfährt der innere Hauptträger eine um 0,22 cm größere Durchbiegung als der äußere. Zu den vorstehend ermittelten Durchbiegungen sind die vom Eigengewicht herrührenden noch hinzuzurechnen.

Die Durchbiegung der beiden Hauptträger würde die gleiche sein, wenn

$$o = \frac{3}{25}f + i = \frac{3}{25}\,0{,}20 + 0{,}16 = 0{,}184 \text{ m},$$

während im vorliegenden Falle

$$o = \frac{f}{3} = \frac{0{,}20}{3} = 0{,}067 \text{ m beträgt.}$$

b) Fachwerkbrücken.

Nach den unter a genannten Vorschriften sind bei Fachwerkbrücken die Einflußlinien für die Durchbiegung der Punkte aufzuzeichnen, die in den einzelnen Öffnungen die größte Einsenkung erleiden. Aus ihnen ist die Durchbiegung dieser Punkte unter der ständigen Last und dem maßgebenden Lastenzug zu ermitteln. Dabei ist die Verkehrslast ohne Stoßwirkung und ohne Fliehkraft — also ruhende Verkehrslast — anzunehmen.

Für den Fall, daß die Gleisachse auf der Brücke in einem Bogen liegt, wird jeder der beiden Hauptträger eine andere Durchbiegung erleiden. Die Einflußlinien für die Durchbiegung des inneren und äußeren Hauptträgers können nun auf folgende Weise ermittelt werden.

α) Innerer Hauptträger.

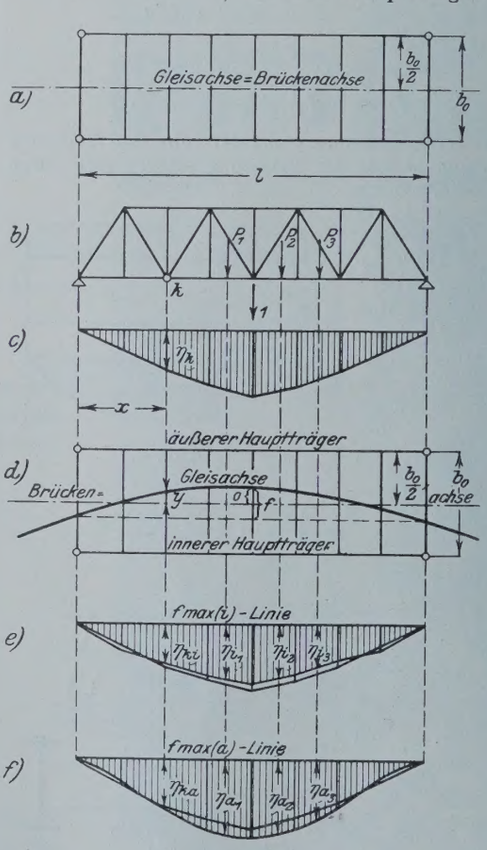


Abb. 5.

(Die Abb. 5e u. f stellen den Fall dar, daß der äußere Hauptträger eine größere Durchbiegung erfährt, als der innere.)

Ist die Einflußlinie für die Einsenkung der Trägermitte nach einem als bekannt vorausgesetzten Verfahren für den Fall ermittelt, daß die Gleisachse eine Gerade ist und mit der Brückenachse zusammenfällt (Abb. 5a), und ist η_k eine Ordinate dieser Einflußlinie (Abb. 5c), η_{k_i} eine Ordinate der Einflußlinie für den inneren Hauptträger bei gekrümmter Gleisachse (Abb. 5d u. 5e), so läßt sich schreiben

$$\eta_{k_i} = a_i\,\eta_k,$$

wo a_i den Einfluß der Gleiskrümmung bei einer beweglichen Last von 2 t auf die Ordinate η_k darstellt. Nach Gl. (5) ist

$$a_i = 2\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}(y - i)\right].$$

Die Ordinate η_{k_i} im Abstande x vom linken Auflager der Einflußlinie für die Durchbiegung des inneren Hauptträgers berechnet sich alsdann aus:

$$\eta_{k_i} = 2\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}(y - i)\right]\eta_k.$$

Unter der Annahme, daß die Gleisachse eine Parabel der Gleichung (9) ist:

$$y = o - f + \frac{4fx}{l^2}(l - x),$$

wird

$$(20)\quad \eta_{k_i} = \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}\left(o - i - f + \frac{4fx}{l^2}(l - x)\right)\right]\eta_k.$$

Die Durchbiegung in Trägermitte berechnet sich alsdann aus der neuen Einflußlinie (Abb. 5e) zu:

$$(21)\quad f_{\max(i)} = \Sigma P \eta_i.$$

β) Äußerer Hauptträger.

Ist wie unter α η_k eine Ordinate der Einflußlinie der Abb. 5c (die Gleisachse eine Gerade); η_{k_a} eine Ordinate der Einflußlinie für den äußeren Hauptträger bei gekrümmter Gleisachse (Abb. 5d u. 5f), so darf man schreiben

$$\eta_{k_a} = b_a \eta_k,$$

wo b_a den Einfluß der Gleiskrümmung bei einer beweglichen Last von 2 t auf die Ordinate η_k darstellt. Nach Gl. (6) ist

$$b_a = 2\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0}(y - i)\right].$$

Die Ordinate η_{k_a} im Abstande x vom linken Auflager der Einflußlinie für die Durchbiegung des äußeren Hauptträgers berechnet sich alsdann aus:

$$\eta_{k_a} = 2\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0}(y - i)\right]\eta_k$$

und mit Gl. (8) — Gleisachse eine Parabel — wird

$$(22)\quad \eta_{k_a} = 2\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0}\left(o - i - f + \frac{4fx}{l^2}(l - x)\right)\right]\eta_k.$$

Aus der neuen Einflußlinie berechnet sich alsdann die Durchbiegung in Trägermitte zu:

$$(23)\quad f_{\max(a)} = \Sigma P \eta_a.$$

γ) Gleichungen von η_{k_i} und η_{k_a}, wenn die Gleisachse in einem Kreisbogen liegt und die Kreisgleichung statt der Parabelgleichung zugrunde gelegt wird.

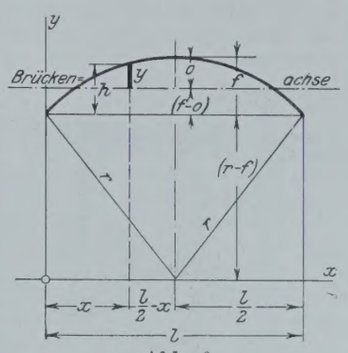


Abb. 6.

Nach Abb. 6 ist der Bogenstich genau

$$f = r - \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2}\right)^2}$$

oder angenähert

$$f \approx \frac{l^2}{8r}.$$

Die Ordinate y im Abstande x von der y-Achse ist:

$$y = h - (f - o) = h + o - f;$$

h berechnet sich aus:

$$(h + r - f)^2 + \left(\frac{l}{2} - x\right)^2 = r^2$$

zu

$$h = -(r - f) + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}.$$

In die Gleichung für y den Wert für h eingesetzt, ergibt sich:

$$(24)\quad y = o - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}.$$

Diesen Wert nun in die Gleichungen für η_{k_i} und η_{k_a}, statt der Parabelgleichung eingeführt, ergibt für:

$$(25)\quad \eta_{k_i} = 2\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0}\left(o - i - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}\right)\right]\eta_k$$

und

$$(26)\quad \eta_{k_a} = 2\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0}\left(o - i - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}\right)\right]\eta_k.$$

Im übrigen wird noch bemerkt, daß auch bei Fachwerkträgern in den meisten Fällen bei dem inneren Hauptträger größere Durchbiegungen auftreten werden als bei dem äußeren.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. August ausgegebene Heft 15 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Regierungspräsident Krüger: Zum Entwurf eines preußischen Städtebaugesetzes. — Architekt Kurt Frick: Haus Direktor Vorbringer in Königsberg. — Architekt Kurt Frick: Fischersiedlung Neukuhren. — Architekt Hermann Distel: Das Hamburger Messehaus.

Zum Einsturz des Neubaues der Stuttgarter Stadthalle. In der letzten Sitzung des Gemeinderats machte der Vertreter der Stadtverwaltung u. a. folgende Mitteilungen über den Einsturz der im Bau begriffenen Stadthalle an der unteren Neckarstraße: Ein starker Windstoß hat die im Bau befindliche Stadthalle am 23. Juli, nachmittags in der Zeit zwischen $1.^{10}$ und $1.^{15}$ Uhr vollständig niedergelegt. Es waren fünf Binder bereits fertig aufgerichtet und verstrebt; der sechste Binder war seit vormittags 10 Uhr aufgerichtet. Der an der Werderstraße gelegene Teil dieses Binders war mit den anderen bereits verbunden; der Restteil sollte nachmittags verbunden werden. Am siebenten Binder wurde bereits gearbeitet. Der beim Generalunternehmer Epple beschäftigte Zimmerpolier Dietrich, der während der Mittagspause auf der Baustelle anwesend bleibt, hatte um $12^1/_2$ Uhr wegen des zu dieser Zeit herrschenden starken Sturmes den Bauplatz besichtigt und alles in Ordnung befunden. Die Arbeiten wurden um 1 Uhr von der gesamten Belegschaft von 64 Mann wieder aufgenommen, da zu diesem Zeitpunkte der Sturm nachgelassen hatte. Leider sind bei dem Unfall eine Anzahl von Arbeitern verletzt worden; es sind insgesamt 12 Verletzte gemeldet worden, davon 3 schwer. Infolge des Unglücksfalles ist damit zu rechnen, daß die Halle von dem Generalunternehmer zum festgesetzten Zeitpunkte wohl nicht wird übergeben werden können. Über die Frage der Fortführung des Baues wird von den zuständigen Stellen entschieden werden.

Noch einiges von der Schiffahrtabteilung der Verkehrsausstellung zu München. In der „Bautechnik" 1925, Heft 30, S. 409, hat Oberregierungsbaurat Loebell schon einen Überblick gegeben über die Leistungen der Wasserstraßenverwaltung im Reichsverkehrsministerium und über die wichtigsten Bauten an den Reichswasserstraßen. Die Münchener Ausstellung bietet aber außerdem noch eine so reiche Fülle bemerkenswerter Pläne und Modelle von ausgeführten und geplanten Wasserbauten, sowie von Schiffahrt- und Hafenanlagen, daß ein kurzer Hinweis auf diese der Fachwelt willkommen sein dürfte.

Auf dem Gebiete der Seeschiffahrt hat zunächst das Preußische Ministerium für Handel und Gewerbe Pläne der ihm verbliebenen Ostseehäfen und der Harburger Hafenanlagen sowie die Erweiterung des Fischereihafens Wesermünde in großen Plänen und die neue Einfahrtschleuse in einem Modell zur Darstellung gebracht. Dieses Bauwerk besteht aus einer kleineren Kammer für Küstenfahrzeuge und aus einer großen Kammer von 100 m nutzbarer Länge und 30 m Torweite für die Seedampfer. Den Verschluß bildet ein Schiebetor.

Nicht nur die großen Hansestädte Hamburg, Bremen und Lübeck, sondern auch die Hafenstädte Kiel, Stettin und Königsberg haben in großen Plänen und Bildern ihre bestehenden und geplanten Hafenanlagen und Schiffahrteinrichtungen ausgestellt.

Der Hamburger Riesenhafen ist durch ein Modell im Maßstabe 1:2000 sehr anschaulich dargestellt, Bremen hat ebenfalls Modelle von seinen Häfen ausgestellt, Lübeck zeigt auf großen Karten seine Verkehrsbeziehungen mit Skandinavien und Finnland, Stettin und Königsberg weisen auf ihr weitreichendes Hinterland hin. Die großen Dampfergesellschaften sind mit vorzüglich ausgearbeiteten Modellen ihrer neuesten Fahrzeuge und Verladeeinrichtungen vertreten. Ein Querschnittsmodell durch Schiffskörper und Kaischuppen gibt ein anschauliches Bild, wie die eng verstauten Güter maschinell gehoben und in die Lagerräume des Schuppens verbracht werden.

Einen besonders großen Raum auf der Ausstellung nimmt die Binnenschiffahrt ein. Hier fallen in erster Reihe die großen Hafenanlagen des Rhein- und Ruhrgebietes in die Augen. Der Hafenverband des Rheinstromgebietes, die Verwaltung der Duisburg-Ruhr-

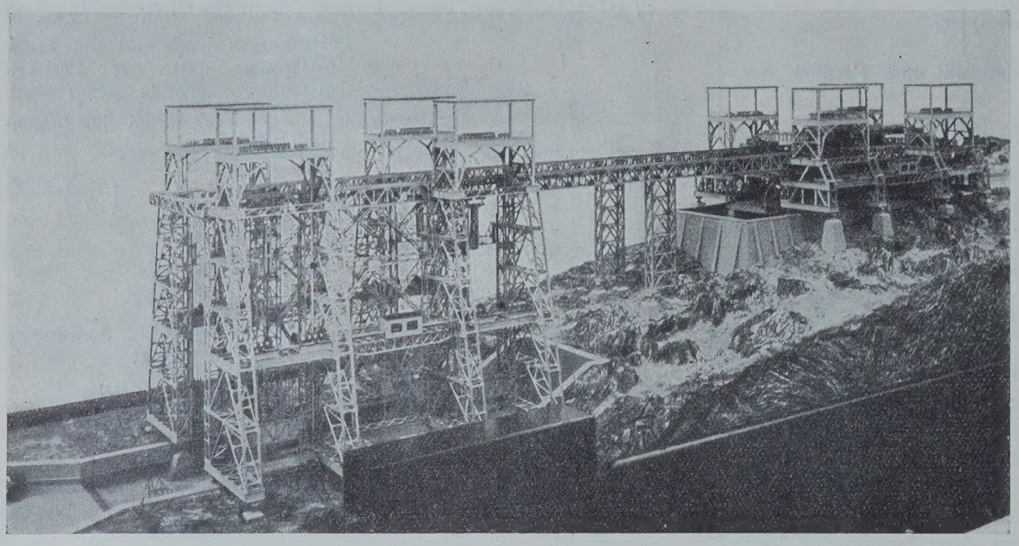


Abb. 1. Modell des Schiffshebewerkes von A. Klönne. — Ansicht vom Unterwasser.

orter Häfen, der Rheinschiffahrtkonzern Rhenania zu Mannheim, die Städte Köln, Frankfurt, Gelsenkirchen u. a. zeigen in Lageplänen, Modellen und Bildern ihre mustergültigen Hafen- und Schiffahrteinrichtungen. Die schwebenden norddeutschen Kanalpläne sind nur teilweise vertreten. Unter anderem hat der „Weserbund" die Pläne des Hansakanals, des Werra-Main-Kanals und des Oldenburgischen Küstenkanals in großen Wandkarten und Bildern zur Ausstellung gebracht. Auch die Neckarkanal A. G. zeigt Teile ihres Kanalisierungsplanes, und die Badische Wasserstraßenverwaltung gibt ihren Entwurf einer Rheinregulierung für die Strecke Straßburg–Basel bekannt. Sie stellt dar, wie durch einen dem Charakter des Stromes angepaßten Einbau von flachen Buhnen, Grundschwellen und Leitwerken ein der Großschiffahrt genügendes Fahrwasser geschaffen werden kann, so daß die Anlage eines besonderen Seitenkanals nicht notwendig sein würde. Die Badische Wasser- und Straßenbau-

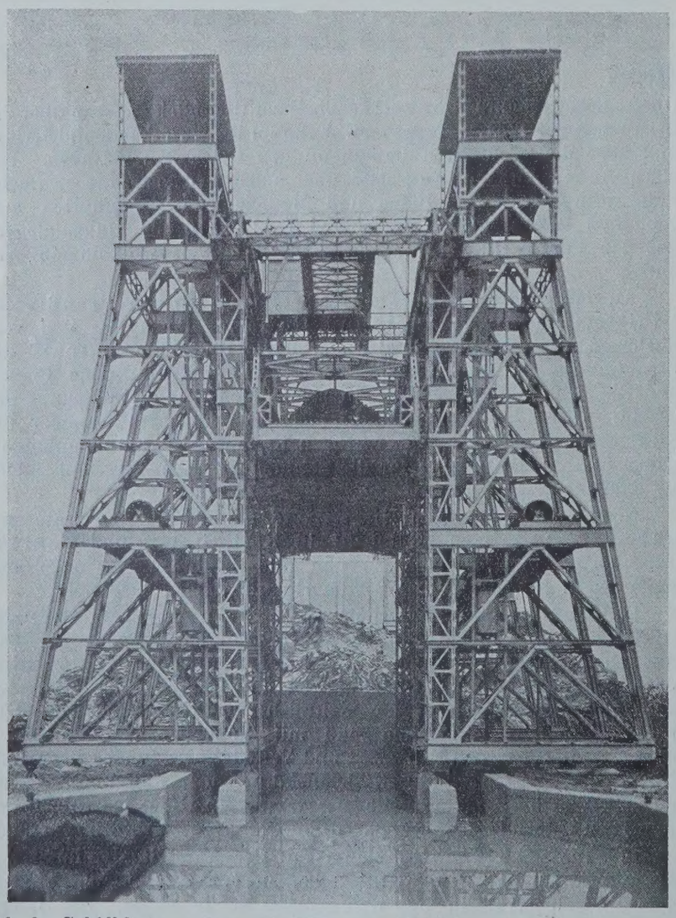


Abb. 2. Schiffshebewerk von A. Klönne. — Schaubild der ganzen Anlage.

direktion hat auch im Zusammenhange mit dem Rheinschiffahrtverbande zu Konstanz einen Teil der Pläne für den Ausbau des Oberrheins (Basel—Konstanz) für Großschiffahrt und Kraftgewinn ausgestellt. Man sieht auf zahlreichen Plänen und Bildern die einzelnen Staustufen, die teils fertiggestellt, teils im Bau begriffen sind, teils sich noch im Entwurf befinden, wie die Bauwerke zur Umgehung des Rheinfalls. Die geplante Großschiffahrtstraße würde bis zum Bodensee eine Länge von 160 km haben und für den Verkehr von 1200- bis 1500-t-Schiffen geeignet sein. Die Schleusenkammern erhalten 135 m Länge und 12 m Torweite. Zwischen Basel und dem Bodensee ist ein Gefälle von 150 m zu überwinden. Dieses wird aber nach vollständigem Ausbau eine Kraftleistung von 800000 PS und eine Jahreserzeugung von 3,5 Milliarden kWh ermöglichen. Es liegt nahe, daß auf der Münchener Ausstellung das Land Bayern mit dem Ausbau seiner Wasserstraßen besonders vertreten ist. Abgesehen von einer Darstellung der neuen Hafenanlagen von Aschaffenburg, dem jetzigen Endpunkte der Rheinschiffahrt, hat die Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft ihre bereits in Angriff genommene 607 km lange Großschiffahrtstraße Aschaffenburg—Bamberg—Nürnberg–Kelheim—Regensburg—Passau in wirkungsvoller Weise zur Geltung gebracht. In einem besonderen Oberlichtraum ist ein fein ausgearbeiteter Reliefplan einer Teilstrecke des Kanals in der Nähe von Nürnberg aufgestellt, der die Trassierung der Kanallinie mit ihren fünf Schleusen und zwei Kraftwerken zeigt. Besonders in die Augen fällt das große, mit landschaftlichem Hintergrunde aufgestellte Modell der Kachletstufe in der Donau unterhalb Passau. Dieses seit zwei Jahren im Bau begriffene Bauwerk besteht im wesentlichen aus dem 175 m langen Donauwehr mit sechs Öffnungen von je 25 m Weite, das übrigens noch in einem größeren Modell mit allen Einzelheiten von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg ausgestellt ist. Im Anschluß an dieses Wehr wird ein 122 m langes Krafthaus mit neun Turbinenkammern für 42000 PS mittlere Leistung und mit einem rechtwinklig anstoßenden Schalthaus errichtet. Für die Schiffahrt sind am linken Ufer in einem kurzen Seitenkanal zwei Schleppzugschleusen von 230 m Kammerlänge und 24 m Torweite in der Ausführung begriffen. Die Fertigstellung der ganzen Anlage ist in zwei Jahren zu erwarten. Die Schwierigkeiten der Ausführung erkennt man aus den zahlreichen Lichtbildern an den Wandflächen, deren eine mit einem Phantasiegemälde der zukünftigen Nürnberg-Fürther Hafenanlage bedeckt ist.

Aber nicht nur große Hafenpläne und Schiffahrtanlagen zeigt die Ausstellung, sondern es sind auch technische Einzelheiten, wie Krane, Wehre, Schleusen und Brücken der verschiedensten Art in Zeichnungen, Bildern und Modellen zu sehen, die für den Bauingenieur von besonderem Interesse sein dürften. Es sei hier nur auf die verschiedenen Systeme von Schiffshebewerken hingewiesen, die in kunstvoll ausgearbeiteten Modellen vorgeführt werden. Das für den Abstieg bei Niederfinow zur Ausführung bestimmte Hebewerk von 36 m Hub ist bereits von Loebell beschrieben. Es ist aber noch ein zweites Modell desselben Systems von der Firma Dyckerhoff & Widmann ausgestellt, das eine Lösung in Massivbauweise darstellt. Besondere Beachtung verdient das große Modell eines neuartigen Schiffshebewerkes für Trockenförderung, das die Firma August Klönne zu Dortmund ausgestellt hat und im Betriebe vorführt. Wie die Abb. 1 und 2 zeigen, ist es ganz in Eisen konstruiert und in allen Teilen leicht zugänglich. Das Kanalschiff wird hierbei nicht in einem Wassertrog schwimmend, sondern auf einer Plattform aufsitzend, mittels eines Hebegerüstes, maschinell gehoben. Dann wird die Plattform mit dem Schiff von einer Katze gefaßt und wagerecht weiterbewegt, bis das Schiff mit einer zweiten Krananlage in die andere Haltung hinabgelassen werden kann. Die zu bewegende Last ist dabei natürlich bedeutend geringer als bei einem Schwimmtrog und bei der Hebung und Senkung durch Gegengewichte zum größeren Teil ausgeglichen. Von besonderer Bedeutung ist es, daß bei diesem System die schwierigen Torverschlüsse des Troges und der Haltungen fortfallen. Die wagerechte Kranbahn gestattet einen bequemen Anschluß an das Gelände unter Fortfall schwerer Mauerabschlüsse und Dichtungen. Allerdings eignet sich die Trockenförderung nur für Schiffe, die derart gebaut sind, daß sie auch in beladenem Zustande aus dem Wasser gehoben werden können, ohne Schaden zu nehmen.

Das vierte Hebewerk, das von der Siemens-Bauunion zu Berlin in einem Modell ausgestellt ist, beruht auf dem Prinzip des Schwimmerauftriebs, das auch dem Henrichenburger Hebewerk zugrunde liegt, nur daß die Schwimmkörper sich nicht in Brunnenschächten, sondern in hohen wasserdichten Eisenbetontürmen bewegen. An den vier Schwimmkörpern ist der Trog mit dem Schiff aufgehängt. Diese zwar theoretisch mögliche Lösung dürfte schwerlich praktische Verwendung finden, abgesehen von den außerordentlich hohen Baukosten einer derartigen Anlage. Contag.

Talsperrenbrüche. Gegen die Versuche, für den Bruch der Gleno-Staumauer[1]) das Prinzip der aufgelösten Bauweise verantwortlich zu machen, wurde sofort nach ihrem Auftauchen von berufener Seite eingeschritten. Insbesondere läßt auch das amtliche Gutachten der von der italienischen Regierung bestellten Sachverständigen keinerlei Zweifel nach dieser Richtung, und in Italien und Amerika, den heute im Talsperrenbau führenden Ländern, ist man denn auch — wie die Inangriffnahme neuer Bauten des genannten Typs zeigt — über jene Mutmaßungen schnell zur Tagesordnung übergegangen.

Immerhin ist es bemerkens- und dankenswert, daß Luigi Kambo in „Energia Elettrica“ 1925, Heft 6, nachweist, daß der Gleno-Einsturz genau so wenig gegen die Gewölbereihendämme beweist, wie es der Einsturz der Dausville- oder der Stony-River-Sperre gegen das Ambursensystem und eine ganze Reihe von eingestürzten Schwergewichtmauern gegen diese älteste Bauart tun können. Im einzelnen behandelt Kambo den Bruch der Sperren von Puentes in Spanien, del'Habra und Cheurfas in Algier, Bouzey in Frankreich, Austin-Texas, Austin-Colorado, Dausville, Stony-River und Asley in Amerika.

Die den traurigen Reigen eröffnende Staumauer von Puentes wurde 1785 bis 1791 in Bruchsteinmauerwerk mit beiderseitiger Hausteinverkleidung ausgeführt und galt damals als ein Wunder der Baukunst; sie war 50 m hoch, hatte eine Kronenbreite von 18,89 m, eine Fußbreite von 46 m, eine Länge von 282 m und war trotz ihrer reichlichen Abmessungen mit überaus großer Sorgfalt ausgeführt worden; leider nur in bezug auf den Mauerkörper, der an den Widerlagern zwar an festen und jeder Beanspruchung gewachsenen Kalksteinfels anschloß, dessen Untergrund jedoch erst in großer Tiefe ein zusammenhängendes Gefüge zeigte, in den oberen Lagen tief zerklüftet und voll Kies und Sand geschlämmt war. Ohne diese schwierigen Untergrundverhältnisse eingehend zu untersuchen, entschloß man sich zur Herstellung einer ausgedehnten Pfahlgründung für das nach der Talseite durch eine starke Herdmauer abgeschlossene Bauwerk.

Bereits 1792 wies der Marine-Ingenieur Joaquin Ibergüen warnend auf den bereits bei einer Stauhöhe von nur 12 m auftretenden Wasserverlust und auf die der unterhalb gelegenen Stadt Lorca im Falle eines Mauerbruches drohende Gefahr hin; er fand jedoch kein Gehör, es wurde vielmehr mit der Füllung des Beckens fortgefahren. Während der nächsten trockenen Jahre erreichte diese kaum die halbe Höhe. Als jedoch infolge starker Niederschläge der Stauinhalt 47 m erreichte, stürzte am 30. April 1802 die Mauer ein. Der Einsturz kostete 680 Menschen das Leben, außer anderem großen Sachschaden wurden allein 807 Gebäude zerstört.

Nach den Beobachtungen bei Beginn des Einsturzes war das Unglück offenbar eine Folge der Wirkung des Auftriebs, der — wie einwandfrei festgestellt — zunächst einen Bruch der talseitigen Herdmauer verursachte, wodurch dann unter den andringenden Wassermassen eine Bresche von 25 m Breite und etwa 30 m Höhe entstand. Der obere Teil der 50 m hohen Mauer hielt auch auf der eingestürzten Strecke, nach Kambo ein schlüssiger Beweis der Gewölbewirkung auch bei allein nach dem Schwergewichtprinzip gebauten geradlinigen Staumauern.

Die Talsperre von Habra in Algier wurde 1866 bis 1871 als Schwergewichtmauer nach dem Entwurfe des durch eine Reihe französischer Staumauerbauten vorteilhaft bekanntgewordenen Delocre erbaut und zeigte die wenig glückliche Besonderheit einer nach der Wasserseite zu offenen Krümmung des Grundrisses, die freilich auch neuerdings und ohne alle schädlichen Folgen bei der als Gewölbereihendamm ausgeführten Palmdale-Sperre[2]) angewendet worden ist. Gleich nach ihrer Vollendung wurde sie 1872 durch ein Hochwasser auf eine Länge von 50 bis 125 m beschädigt, jedoch alsbald wieder hergestellt und aufs neue in Betrieb genommen. Sehr bald bemerktes Quell- und Sickerwasser trat allmählich so stark auf, daß der Ingenieur Pochet der Brücken- und Straßenbauverwaltung das Bauwerk als ein riesiges Filter bezeichnen konnte. Allmählich bildete sich von den Auslaugungen des Sickerwassers auf der Rückseite eine dicke weißleuchtende Kalkschicht.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 2, S. 15; Heft 11, S. 87.

[2]) Ein Bericht darüber wird in einem der nächsten Hefte der „Bautechnik“ erscheinen.

Im Jahre 1881, als der Stauspiegel mit rd. 34 m Höhe nur noch etwa 1,60 m unterhalb der Krone der Mauer stand, riß diese auf eine Länge von 140 bis 316 m; 400 Menschen fanden dadurch ihren Tod. Spätere Untersuchungen haben eine Fugenbeanspruchung von 2,36 kg/cm² an der Krone, von 9,45 kg/cm² am Mauerfuß ergeben, was nach Kambo für sich allein nicht die Ursache des Unfalls gebildet haben kann; weit eher wäre dieser der Verwendung mangelhafter Baustoffe und schlechter Ausführung in Verbindung mit der vorerwähnten Grundrißanordnung zuzuschreiben. Als Hauptursache ist jedoch nach den Untersuchungen der bekannten Talsperrenbauer Zoppi und Torricelli sowie denjenigen von Crugnola auch hier mangelnde Kenntnis und Berücksichtigung des ungeeigneten Untergrundes anzunehmen, der aus stark zerklüftetem Tertiärkalkstein bestand und in um 45° talwärts geneigten Schichten gelagert war. Das Bauwerk wurde mit verbreitertem Fuße und senkrechter Vorderseite wiederhergestellt.

Die ebenfalls in Algier — bei Oran — gelegene Schwergewichtmauer von Cheurfas wurde 1882 bis 1884 für einen Stauinhalt von 18 Mill. m³ gebaut und war kaum fertig, als bereits bei der ersten Füllung zwar nicht die eigentliche Mauer, wohl aber das rechte in Kalkmergel eingelassene Widerlager dem Andrange des Wassers nachgab und dann die Mauer dort auf 40 m Breite einstürzte. Der Stauinhalt vereinigte sich mit dem der unterhalb gelegenen Talsperre von St. Denis und richtete umfangreiche Zerstörungen an; da rechtzeitige Warnung möglich gewesen war, blieb es glücklicherweise bei einem Verlust von nur zehn Menschenleben. Die Ursache ist auch hier in mangelnder Berücksichtigung der Untergrund- und Auftriebsverhältnisse zu suchen.

Die Talsperre von Bouzey war als Schwergewichtmauer mit geradlinigem Grundriß 1878 bis 1880 für einen Stauinhalt von 8 Mill. m³ gebaut und wies eine Länge von 525 m, eine Höhe von 22 m auf. Die Füllung begann 1881; Anfang März 1884 stand der Stauspiegel etwa 2,20 m unter H.H.W., als am 13. des genannten Monats die Mauer — aufrecht stehenbleibend — auf eine Länge von 135 m verschoben wurde und die Form eines nach vorn offenen Bogens mit etwa 0,34 m Pfeilhöhe annahm. Gleichzeitig wuchs der Wasserverlust von 75 auf 325 l/Sek.

Obschon dieser Sachverhalt eigentlich auffallend und bedenklich genug war, wurden keinerlei Sicherheitsmaßregeln ergriffen, das Becken vielmehr um weitere 20 cm gestaut. Erst 20 Monate später, gegen Ende des Jahres 1885, wurde es endlich abgelassen und alsbald festgestellt, daß der stark zerklüftete Felsen des Untergrundes etwa 2 bis 3 m tief geborsten und an mehreren Stellen nachgiebig und durchlässig war. Es wurden nunmehr umfangreiche Grundbefestigungsarbeiten ausgeführt, die bis September 1889 dauerten; dann wurde im November desselben Jahres das Becken bis zur höchsten Stauhöhe gefüllt und dabei eine veränderliche Durchbiegung von etwa 18 mm beobachtet. Immerhin vergingen weitere fünf Jahre, bis in der Nacht zum 27. April des Jahres 1895 die Sperre in einer Höhe von 10 bis 11 m und auf eine Strecke von 170 m einbrach, die bemerkenswerterweise genau die gleichen 135 m umfaßte, die sich bereits elf Jahre früher verschoben hatten.

Auch damals wurde durch das Unglück, das umfangreiche Sachschäden und den Tod von 86 Menschen zur Folge hatte, eine heftige Polemik und eine Reihe von Prozessen veranlaßt, in deren Verlauf von drei gerichtlichen Sachverständigen der eine den Einsturz auf Kippmomente, die beiden anderen auf zu große Schubbeanspruchung zurückführten; jedenfalls ging — obschon sonach eine genaue Übereinstimmung der Männer der Wissenschaft nicht zu erzielen war — ihr Urteil dahin, daß das Mauerprofil zu schwach gewesen sei. Die obenerwähnten italienischen Sachverständigen Zoppi und Torricelli vertraten dagegen auch in diesem Fall den Standpunkt, daß die Schuld dem viel zu durchlässigen Untergrunde beizumessen wäre; sie widerrieten ein für allemal die Gründung auf stark mergelhaltigem und unter Witterungs- und anderen Einflüssen leicht zersetzbarem Boden, der im vorliegenden Fall noch mit Sandschichten durchzogen war: Selbst da, wo der Laie bei oberflächlicher Untersuchung unbegrenzte Haltbarkeit des Bodens findet, kann dessen Nachgeben und eine Verschiedenheit des Setzens um einige Millimeter für das Bauwerk verhängnisvolle Folgen haben.

1901/02 ist die Mauer von Bouzey dann an der gleichen Stelle wieder errichtet, jedoch mit stärkerem Querschnitt und mit einer um 6,40 m niedrigeren Stauhöhe, so daß der jetzige Inhalt des Beckens nur noch 1,5 Mill. m³ beträgt.

Zeitlich die nächsten in der Reihe der Talsperrenbrüche sind diejenigen der beiden Austin-Mauern. Die ältere — in Texas gelegen — wurde 1890 bis 1893 für einen Stauinhalt von 64 Mill. m³ erbaut; sie hatte eine Höhe von 20,13 m, eine Länge von 322 m und war als Schwergewichtmauer mit Überlauf ausgebildet. Der Kalkstein des Untergrundes war so brüchig und rissig, daß er an einigen Stellen schon mit der Schaufel gelöst werden konnte und den Gebrauch der Spitzhacke überflüssig machte. Seit 1896 stellte der leitende In-

genieur beginnende Unterspülungen fest: Kein Wunder, nachdem man im Jahre 1889 vor Inangriffnahme der Arbeiten mit einer Sonde von 1,62 m Länge noch keinen festen Felsen unter den verwitterten Schichten der Talseite hatte finden können! Der Wasserverlust stieg von 135 l/Sek. unmittelbar nach Beginn der Füllung bis auf 283 l/Sek. im Jahre 1897; im Frühling 1899 wurde ein Riß im Mauerkörper festgestellt, der geschlossen werden konnte, zu Ende desselben Jahres wieder sichtbar und nochmals gedichtet wurde.

An Vorboten des Bruches hatte es somit nicht gefehlt; dieser fand am 7. April 1900 statt, als die Überfallhöhe des Wassers 3,37 m über Mauerkrone betrug, plötzlich und auf eine Breite von 150 m dergestalt, daß der Mauerkörper aufrecht stehenbleibend um etwa 18 m nach vorn verschoben wurde. Der an das Massiv der Überlaufmauer anschließende, nach dem Ambursensystem gebaute Teil der Talsperre hat einwandfrei standgehalten, obschon sein Volumen kaum ein Viertel des ersteren betrug.

Die Austin-Mauer in Colorado wurde 1909 in Stampfbeton mit Blocksteineinlage als Schwergewichtmauer rechteckigen Querschnitts von 12,80 m Stauhöhe und 166 m Länge ausgeführt; an der Vorderseite war sie durch Eiseneinlagen verstärkt, der Fuß durch eine Steinschüttung geschützt. Gleich nach Vollendung der Bauarbeiten traten zwei Risse auf, von denen der eine etwa 160 m vom rechten Ende der Mauer auf deren volle Höhe durchging, der andere sich am Ende des Überlaufes zeigte; sie wurden auf das Schwinden des Betons zurückgeführt und gedichtet. Bei der ersten Füllung zeigten sich dann Gleiterscheinungen am linken Widerlager, während starker Wasserverlust auf mangelhaften Untergrund schließen ließ. Am nächsten Morgen war die Zahl der Risse auf fünf gewachsen, und einige Teile der Mauer hatten sich um 45 bis 77 cm von ihrer Unterlage verschoben. Da Ablaufleitungen fehlten oder unzureichend waren, wurden unter Anwendung von Dynamit zwei Breschen gesprengt; das Staubecken wurde entleert und hierbei festgestellt, daß die Überlaufmauer nach vorn verschoben war: der beste Beweis für die Wirkung des Auftriebes.

Nachdem man die Rückseite durch Mauerwerk und Steinschüttung verstärkt und an der Vorderseite zur Abfangung des aufquellenden Wassers eine bisher fehlende Herdmauer gezogen hatte, wurde die Sperre von neuem in Benutzung genommen.

Am 30. September 1911 riß sie plötzlich abermals in sieben große Stücke, die von dem Fundament stürzten, auf dem nur etwa ein Fünftel des ganzen Bauwerks stehenblieb. Die Schuld ist dem durchlässigen Untergrund und dem geringen Gewicht der Mauer zuzuschreiben, die — obschon als Schwergewichtmauer gebaut — nur auf völlig einwandfreiem Baugrunde standsicher sein konnte.

Die nach dem Ambursentyp in Eisenbeton mit ziemlich starkem vorderen Gefälle gebaute Sperre von Dausville (N.Y.) hatte eine Länge von 111 m einschließlich eines Anschlußdamms in Erdschüttung; sie brach am 5. Dezember 1909 infolge Auftriebs, als die Füllung etwa 0,35 m unter H.H.W. stand, wobei sieben Felder von je 4,50 m Breite einstürzten.

Die Talsperre am Stony-River war wie die vorgenannte nach dem Ambursentyp, jedoch mit nur schwach geneigter Vorderwand gebaut, hatte eine Länge von 324 m und eine Stauhöhe von 15,50 m; die gesamte Bauhöhe betrug wegen der sehr tiefen Gründung 24,70 m. Der Baugrund bestand aus Ton mit Lagen von Sand und Kies; einige Tage vor dem Einsturz wurden Durchsickerungen an einem Pfeiler in Nähe des linken Widerlagers bemerkt, die schnell stärker wurden und umfangreiche Auswaschungen verursachten. Am 15. Januar — sechs Monate nach Fertigstellung — stürzte die Mauer dann auf 20 m Breite ein, während auf ihrem übrigen, 304 m langen Teile, bei dem die Fundierungsarbeiten bis auf festen Felsboden getrieben waren, keinerlei Schaden eintrat. Die Lücke wurde alsbald wieder geschlossen, indem man auch hier bis auf festen Baugrund hinunterging.

Der Asley-Staudamm bei Pittsfield in Massachusetts — 1907/08 auf gefrorenem Alluvialboden gegründet — zeigte sofort bei der Füllung starke Durchsickerungen. Solange im Anfang sorgfältige Überwachung herrschte, ereignete sich weiter nichts; bei deren Nachlassen jedoch gab unter dem 12,5 m hohen und 40 m langen Damm am 19. Januar 1909 der Untergrund nach: Das Wasser riß ein 6 m tiefes, etwa 16 m breites und langes Loch, wogegen der Dammkörper unversehrt blieb und durch eine Abfangekonstruktion dauernd erhalten werden konnte.

Den zeitlich nunmehr folgenden Gleno-Einsturz behandelt Kambo nur insoweit, als er feststellt, daß auch hierbei (neben mangelhafter Sorgfalt der Bauausführung, D. Verf.) ebenso wie bei allen vorigen die ungenügende Eignung des tief zerklüfteten und brüchigen Bodens eine verhängnisvolle Rolle spielt. Der Einsturz darf um so weniger auf Rechnung der aufgelösten Bauweise gesetzt werden, als das Bauwerk zunächst — wie auch Kelen in „Beton u. Eisen“ 1924, Heft 11 und Petry in seinem Vortrage auf der 27. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins mitteilen — als Schwergewichtmauer gedacht und dementsprechend gegründet war und man sich erst später entschlossen hat, auf das vorhandene Fundamentmassiv einen Gewölbereihendamm zu setzen. Nach Kelen wurde „die Felssohle so, wie sie durch Glazialbildung und Erosion gestaltet war, einfach als Gründungsfläche genommen, ohne besondere Verzahnung und ohne Vorlage einer genügend tiefen und kräftigen Herdmauer. Das Mauerwerk der Gründung wurde mit schlechtem Kalkmörtel ausgeführt.“

Kambo erklärt denn auch ohne weiteres, daß der Bruch nicht durch den zu starken Druck des Beckeninhalts auf die Bogenwandung oder des aufgehenden Mauerkörpers auf das Fundament verursacht wurde, sondern eben durch die Einwirkung des Auftriebes auf die völlig ungenügend befestigte Gründung, also durch dieselben Umstände, die die früheren Unfälle verschuldet haben. Ki.

Gasfernleitung im Ruhrgrubengebiet. Im Grubengebiete der Ruhr und von dieser bis Barmen ist eine Hochdruckleitung zur Weiterförderung des Kokereigases angelegt; sie ist auf einer Strecke von etwa 50 km hergestellt zur Abgabe von jährlich etwa 30 Mill. m³ und späterhin bis zu rd. 100 Mill. m³ Gas unter 2 at Druck. Die Leitung hat auf den ersten 20 km einen Durchmesser von 50 cm, im übrigen einen solchen von 40 cm, sie besteht aus Stahlmuffenrohren von je 10 bis 12 m Baulänge und ist teilweise unter schwierigen Verhältnissen durch bebaute Stadtteile geführt. — Bei der Muffenverbindung ist zur Abdichtung zunächst Teerstrick, dann eine Lage Bleiwolle und darüber eine Lage Gußblei angebracht. Alsdann wurde die Leitung einem Probedruck von 2 at unterworfen und noch ein Gummiring durch Flanschenringe der als gasdicht befundenen Muffenverbindung vorgepreßt. In den durch bebaute Orte gehenden Strecken sind die einzelnen Muffenverbindungen noch mit Entlüftungsrohr bis zur Straßendecke versehen; diese bieten dem jeweils austretenden Gase möglichst widerstandsfähigen Ausweg ganz ins Freie, ohne daß es durch das Erdreich in die Häuser dringen kann. Diese Rohre dienen zugleich zu dauernd zugängiger leichter Überwachung der Verbindungen (mittels Gasoskops) auch auf kleinste Undichtigkeiten.

Zur Verdichtung des Gases dienen drei Kolbengebläse, davon eins in unmittelbarer Kupplung mit einem Gasmotor von 350 PS; die beiden anderen im Anschluß an eine durchgehende Welle nebst elastischen Kupplungen werden durch zwei Gasmotoren von 100 und 200 PS sowie einen Drehstrommotor von 300 PS angetrieben.

Die bruchsicheren Stahlrohre sind an Stelle von Gußeisenrohren gewählt besonders in Rücksicht auf ihre weit größere zulässige Baulänge und die dementsprechend mögliche Einschränkung der Anzahl von Muffenverbindungen zugunsten der allgemeinen Sicherheit der Gasfernleitung. Reg.-Baumeister Kropf, Kassel.

Technische Hochschule Stuttgart. Wie uns mitgeteilt wird, ist Herr Emil Kübler, Mitinhaber der Firma Karl Kübler A.-G., Unternehmung für Hoch- und Tiefbau, zum Ehrensenator der Technischen Hochschule Stuttgart ernannt worden.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahnräte Nüssel, Ludwigshafen (Rhein), als Vorstand zur Betriebsinspektion Bayreuth und Balk, Regensburg, als Referent zum Maschinen-Konstruktionsamt München, die Reichsbahnbaumeister Dr.-Ing. Braumandl, Regensburg, zur R. B. D. Würzburg und Robert Bauer, Würzburg, zur R. B. D. Regensburg.

Den Reichsbahnoberräten Arnold, Berlin (R. B. D.), und Koester, Halle (Saale), sind die Geschäfte eines Abteilungsleiters übertragen worden.

Der Reichsbahnrat Theodor Bauer ist von der R. B. D. zur Betriebsinspektion 2 Ludwigshafen (Rhein) als deren Vorstand überwiesen worden.

Der Reichsbahnamtmann Karl Neumann, Münster (Westf.), ist gestorben.

Preußen. Der Regierungsbaumeister (W.) Bachmann ist von Norden an das Wasserbauamt Frankfurt a. O. versetzt worden.

INHALT: Zur Berechnung der Knickbelastung von Bogenträgern. — 25 Jahre amerikanischer Technik. — Einfluß der Gleiskrümmung auf die Durchbiegung der Hauptträger eiserner Eisenbahnbrücken. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Zum Einsturz des Neubaues der Stuttgarter Stadthalle. — Noch einiges von der Schiffahrtabteilung der Verkehrsausstellung zu München. — Talsperrenbrüche — Gasfernleitung im Ruhrgrubengebiet. — Technische Hochschule Stuttgart. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 21. August 1925 Heft 36

Einrichtungen, Hilfsmittel und Erfahrungen bei beschleunigten Brückenumbauten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahn-Betriebsingenieur **Alfred Berg**, Hersfeld.

Bei Überwachung der Brückenbauten aus Stein und Eisen wurde — wie auf anderen älteren Reichsbahnstrecken — auch im Betriebsamtsbezirk Hersfeld in den letzten Jahren eine bedenkliche Verschlechterung des Zustandes der älteren Bauwerke beobachtet. Die Ausbesserungen der Eisenbauten durch die Brückenschlosser im Anschluß an die Jahres- und Hauptprüfungen, der Ersatz einzelner Überbauten sowie die übliche Unterhaltung der gewölbten Brücken genügten nicht mehr. Häufigere Besichtigungen durch die Aufsichtsbeamten, ständige Beobachtung des Verhaltens schwächerer Bauteile führten zu der Erkenntnis, daß eine Reihe von Bauwerken sich der Grenze ihrer Lebensdauer näherten. In Frage standen hierbei vor allem die zahlreichen Überbrückungen und Flutöffnungen der Haune zwischen Marbach und Hersfeld, sowie die Fuldabrücken bei Hersfeld und Blankenheim.

a) Ursache und Art von Brückenmängeln. Dieser Teil der Strecke Frankfurt a. M.—Bebra—Berlin ist in den Jahren 1864 bis 1866 durch die Verwaltung der Bebra-Fulda-Hanauer Eisenbahn erbaut worden. Die Brücken sind seit der Bahnerbauung, also seit 60 Jahren im Betriebe. Nur ein Teil der eisernen Überbauten im Gleis Bebra—Frankfurt wurde in den Jahren 1905 bis 1910 erneuert. Unter dem starken Verkehr schwerer Lokomotiven werden die Bauwerke unzulässig hoch beansprucht. Die entstandenen Schäden sind jedoch auch auf Fehler der gemauerten Brücken und Durchlässe zurückzuführen. Daß die Anordnung der Einzelheiten bei den älteren Eisenbauten nicht den Anforderungen der in den letzten Jahrzehnten vervollkommneten Berechnungsart und der neueren Brückenbautechnik entspricht, ist allgemein bekannt.

So wiederholten sich bei allen älteren Bauwerken des Betriebsamtsbezirks Erscheinungen, die auf fehlerhafte oder unzweckmäßige Anordnungen bei dem Bau zurückzuführen sind.

Wenig feste, daher schnell der Zerstörung ausgesetzte Sandsteine wurden verwendet, wie sie in kleineren Steinbrüchen in der Umgebung (z. B. bei Rückers und Gruben) noch heute gewonnen werden. Der Mörtel besteht aus stark lehmhaltigem Sand mit nur wenig Kalk oder anderen Bindestoffen. Der Mauerverband ist daher vielfach schlecht. Bei den Brücken mit eisernem Überbau fehlen Auflagersteine aus geeignetem Hartgestein (Basaltlava oder Granit). Die Quadern sind vielfach in Stücke gebrochen, Gewölbesteine gelockert; in den Widerlagern und Gewölben zeigen sich Ausbauchungen.

Einige bei den älteren Eisenbauten sich wiederholende Fehler sind:

1. Plattenauflager ohne gewölbte Oberfläche. Bei einigen Brücken mit mehreren Öffnungen (Haunebrücken in km 134,11 und 135,18) waren für je zwei eiserne Überbauten gemeinsame Plattenauflager angeordnet. Die wagerechte Ausführung der Auflagerfläche führt zu starken Kantenpressungen für die Auflagersteine bei der elastischen Durchbiegung der Hauptträger. Hierdurch erklären sich zum Teil die entstandenen Lockerungen und Risse der Steine.

2. Ungenügende Queraussteifung der zu schwachen Stegbleche. Hierauf waren Ausbauchungen und Rißbildungen in der Stegblechmitte bei km 134,11 zurückzuführen, die vor drei Jahren durch nachträgliche Winkelaussteifungen unschädlich gemacht wurden.

3. Bei schiefen Endabschlüssen Anordnung mehrerer strahlenförmig nach dem Ende des zurückstehenden Hauptträgers zusammenlaufender Querträger. An diesem Punkte wird die ordnungsmäßige Nietung unmöglich; sie ist teilweise durch Einziehen von Mutterschrauben ersetzt worden. Die Schieflage der Brückenbalken und hieraus entspringende weniger gute Befestigung des Oberbaues, sowie ungünstiger Abschluß des Bettungskoffers waren weitere Mängel dieser Anordnung.

4. Zu große Nietteilungen der Quer- und Schwellenträger; daher rechnungsmäßig zu hohe Beanspruchungen der Niete auf Abscheren und zu großer Lochleibungsdruck.

5. Mangelhafte Trägeranschlüsse, die bei mehreren Brücken zu Rissebildungen in den Anschluß- und Gurtwinkeln, sowie im Stegblech der Längs- und Querträger geführt haben.

6. Kröpfungen auch tragender Teile und der Anschlußwinkel von Trägern bedeuten Schwächungen des Querschnitts; sie waren vielfach vorhanden.

b) Wachsende Belastungen. Die Belastungen der Brücken sind gegenüber den Berechnungsannahmen bei der Erbauung durch die Einführung schwerer Lokomotiven und Wagen, besonders nach Kriegsbeginn mit der Inbetriebnahme der G 12- und anderer schwerer Lokomotiven, zuletzt der P 10-Schnellzuglokomotiven stark angewachsen.

c) Beginn der Brückenumbauten. Die Bauwerke werden unzulässig hoch beansprucht. Erst nach Überwindung der wirtschaftlichen Schwierigkeiten der Inflationszeit konnte an eine großzügige Verstärkung bezw. Erneuerung der Brücken herangetreten werden.

Anträgen bei der Hauptverwaltung entsprechend wurden von Ende des Jahres 1923 an die Mittel hierzu bereitgestellt.

d) Erste Umbauten. Fuldabrücken. Aus besonderem Baufonds konnten zunächst die Erneuerungen der beiden Fuldabrücken und eine Fuldaflutbrücke bei Hersfeld und Blankenheim begonnen werden. Die drei annähernd gleichen Öffnungen der Fuldaflußbrücken von insgesamt rd. 70 m Gesamtstützweite sind durch Erbauung neuer Pfeiler unter den alten eisernen Überbauten im zweigleisigen Betriebe in eine große Mittelöffnung (Fachwerkbrücken) von 50 bezw. 45 m Stützweite und zwei kleine Seitenöffnungen (Blechträgerbrücken) umgewandelt worden. Der Zusammenbau der größeren eisernen Überbauten geschah auf Montagegerüsten neben den alten Überbauten. Die kleinen Blechträgerbauten wurden teilweise auf Werkplätzen nahe den Baustellen fertiggestellt. Die Auswechslung der eisernen Überbauten geschah unter Verwendung von Portalkranen, deren obere Querträger mit Laufkatzenbahn ein Betriebsgleis und ein seitliches Montagegerüst überspannte.

Diese Umbauten wurden unter Leitung der Bauabteilung Hersfeld in etwa $1^1/_2$ Jahren durchgeführt. Die Erneuerung der Pfeiler und von Teilen der Widerlager geschah durch die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Biebrich. Von der Brückenbauanstalt Schiege in Leipzig sind die eisernen Überbauten der Fuldabrücken bei Blankenheim, von dem Eisenwerk Kaiserslautern die Eisenbauten der Fuldabrücke bei Hersfeld ausgewechselt worden. Die Sicherungseinrichtungen und Verlegung von Weichenanlagen während des eingleisigen Betriebes waren Sache des Betriebsamtes Hersfeld, von dem der Betrieb nach besonderen Anweisungen in den einzelnen Bauabschnitten geregelt wurde.

e) Beschleunigte weitere Brückenumbauten. Bedenkliche Zerstörungserscheinungen traten an einer Anzahl Haune- und anderer Brücken nach einer kurzen Frostperiode anfangs Februar 1924 auf. Zunächst zeigten sich am 8. Februar 1924 an der Haunebrücke in km 142,64 der Strecke Frankfurt a. M.—Bebra erhebliche Rissebildungen und stark verschobene Gewölbesteine. Die Schäden waren bei einer Besichtigung wenige Tage vorher noch nicht vorhanden. Die Zerstörungen mußten plötzlich eingetreten sein. Einzelne Steine hatten sich bis zu 20 cm aus dem zerstörten Gewölbegefuge gesenkt. Risse liefen in der Gewölbescheitellinie und dieser parallel im mittleren Gewölbedrittel durch. Die Fuge zwischen Gewölbe- und Stirnmauerwerk war lose, was auf eine geringe Gewölbesenkung schließen ließ. Im unteren Widerlagmauerwerk verliefen Rissebildungen schräg durch die Steinschichten.

Ähnliche mehr oder weniger umfangreiche Zerstörungserscheinungen folgten kurz nachher an den Haune-Bach- und Flutbrücken km 143,6 bis 143,8 und 144,42. Diese Bauwerke hatten gleiche Sandsteingewölbe wie die Brücke km 142,64 mit Spannweiten von 7,60 m l. W., 7,70 m Hm. Besonders ungünstig auf die Widerlagmauern wirkte der wagerechte Schub wegen der vorhandenen geringen Pfeilhöhe = 1,00 m des Kreisbogengewölbes, worauf neben den ungünstigen Fundierungsverhältnissen auch zum Teil die obenerwähnten Rissebildungen in den Widerlagern des Bauwerks in km 142,64 zurückgeführt werden konnten. Eine früher (im Jahre 1914) hergestellte Verankerung (durchgehend unter den Gewölben bis hinter die Widerlager) sowie eine 40 cm starke Betonübermauerung des 0,70 cm starken Gewölbes hatten anscheinend nicht ganz den gedachten Zweck erfüllt. In der nächsten Zeit wurden durch die Bahnmeistereien auch für andere Bauwerke Zeichen der beginnenden Zerstörung des Mauerverbandes gemeldet und durch die Aufsichtorgane untersucht. Die gewölbte Steinbachbrücke in km 132,923, die gewölbten Brücken und Wegunterführungen

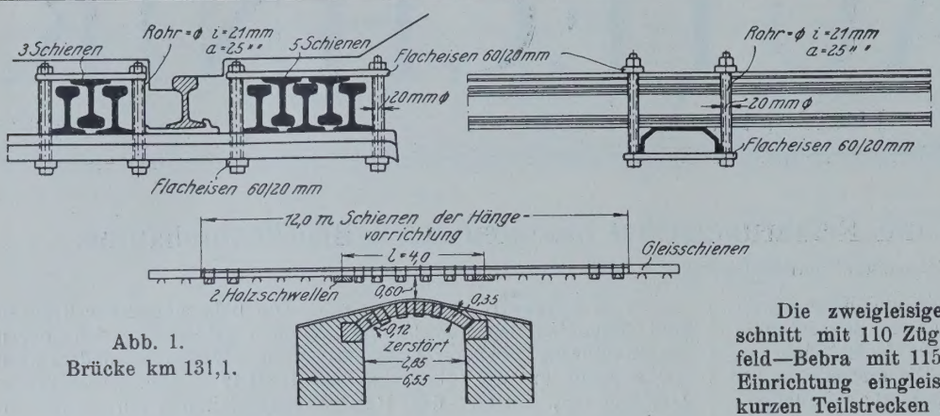


Abb. 1.
Brücke km 131,1.

in km 131,11 — 135,643 — 145,1 — 147,7 — 152,5 wiesen ähnliche Mängel wie die vorhin erwähnten Bauwerke auf. Außerdem ergab sich die Notwendigkeit baldigster Verbesserung oder gänzlicher Erneuerung auch der Eisenteile für die Brücken mit eisernen Überbauten in km 123,3 — 128,21 — 133,993 — 134,1 — 134,228 — 134,667 — 135,18 — 158,18 und 158,23 der Strecke Frankfurt a. M.—Bebra, der Haselbachbrücke in km 213,85 der Linie Erfurt—Bebra—Kassel.

Die schnell fortschreitenden Zerstörungen älterer Brücken hatten zur vorläufigen Zurückhaltung der neuen P 10-Lokomotiven aus dem Betriebe in mehreren Direktionsbezirken geführt. Ihre baldige Einführung empfahl sich besonders auf den Gebirgsstrecken der Schnellzugbahnen, u. a. auf der Teilstrecke Hanau—Bebra zur Ersparnis von Druck- und Vorspannmaschinen im wirtschaftlichen Interesse.

Die Reichsbahn-Hauptverwaltung bewilligte vom April 1924 ab nach und nach die Mittel zur Durchführung aller erforderlichen vorerwähnten Neu- und Verstärkungsbauten von Stein- und Eisenbrücken.

f) Vorbereitung der Bauarbeiten. Über die Grundsätze, wonach die Einteilung der Reichsbahnstrecken nach dem ihnen zufallenden Verkehr und nach ihren Neigungsverhältnissen in N-, E- und G-Strecken stattfindet, gibt die Abhandlung von Dr.-Ing. ehr. Schaper im „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens“ 1925, Heft 6, einen guten Überblick. Die Strecke Frankfurt a. M.—Bebra—Erfurt—Berlin entspricht in ihren Gebirgsteilstrecken im Direktionsbezirk Frankfurt a. M. den Voraussetzungen für die Eingruppierung in die N-Strecken. Die ungünstigsten Neigungsstrecken sind:

I. Bahnhof Salmünster-Soden bis Block Katzenberg	= 21,0	km	bis zu	1 : 98
II. Block Katzenberg bis Bf. Neuhof	= 8,0	„	„ „	1 : 133
III. Bf. Fulda bis Bf. Götzenhof	= 4,5	„	„ „	1 : 90
IV. Bf. Götzenhof bis Bf. Hünfeld	= 12,1	„	„ „	1 : 128
V. Überholungsbf. Blankenheim bis Bk. Faßdorf	= 4,8	„	„ „	1 : 100

Die Teilstrecken IV und V liegen im Betriebsamtsbezirk Hersfeld. Die Reichsbahndirektion Frankfurt a. M. hatte nach Erlaß 32 D. 5397 vom 12. Juli 1924 bei der einstweiligen Einteilung ihrer Strecken als erwünschten Zustand in bezug auf die Tragfähigkeit der Brücken die Teilstrecke Frankfurt a. M. bis Bebra-Faßdorf durch farbige Übersichtskarte im August 1924 als N-Strecke festgelegt.

Der vorhandene Zustand im Betriebsamtsbezirk Hersfeld in bezug auf die Tragfähigkeit der eisernen Brücken entsprach damals: von Götzenhof bis Burghaun dem der K-Strecken, von Burghaun bis Neukirchen (Kreis Hünfeld) dem der I-Strecken, von Neukirchen bis Bk. Lämmerberg dem der K-Strecken und Lämmerberg bis Faßdorf dem der E-Strecken. Der damals vielfach schlechtere Zustand der Steinbrücken kommt in der Übersichtskarte nicht zur Darstellung.

Die gebotene Beschleunigung in der Bauausführung legte die gleichzeitige Inangriffnahme einer größeren Anzahl von Neu- oder Umbauten nahe. Dem stand in erster Linie die Rücksicht auf den Betrieb und die pünktliche Durchführung des Fahrplanes gegenüber. Ferner war die Beschaffung bezw. Herstellung der nötigen Anzahl von Hilfsbrücken notwendig, unter denen die sichere Bauausführung im Betriebe stattfinden sollte.

Die zweigleisige Teilstrecke Fulda—Hünfeld ist im Jahresdurchschnitt mit 110 Zügen täglich, Hünfeld—Hersfeld mit 88 und Hersfeld—Bebra mit 115 Zügen täglich (in 24 Stunden) belastet. Eine Einrichtung eingleisigen Betriebes war daher nur als Ausnahme auf kurzen Teilstrecken für beschränkte Zeitdauer erträglich.

Diese leitenden Gesichtspunkte für die Durchführung des umfangreichen Bauprogramms machten eine Anzahl vorbereitender Maßnahmen unabweisbar.

g) Vorbeugende Maßnahmen. Einerseits der wenig befriedigende Zustand der Bauwerke, anderseits die Unmöglichkeit, ihre Erneuerung in allen Fällen sofort zu beginnen, ließ es notwendig erscheinen, auf Mittel zum Schutze der Bauwerke und des Betriebes bis zum Beginn des Umbaues zu sinnen. Naturgemäß und nach Anordnung des Betriebsleiters mußte auf der erstklassigen Schnellzuglinie Zahl und Dauer der Langsamfahrstrecken möglichst eingeschränkt werden.

Ein Mittel hierzu boten Schienenaufhängungen (Abb. 1), durch die eine Entlastung der Gewölbe kleinerer Bauwerke, sowie von schwachen Teilen von größeren Brücken so weit erreicht wurde, daß die Aufrechterhaltung der fahrplanmäßigen Geschwindigkeit über die gesicherten Bauwerke bis zum Baubeginn unbedenklich schien. Über den gefährdeten Stellen der Brücken sind die aus Schienenbündeln und Hängebügeln nach den Angaben des Verfassers hergestellten Gleisaufhängungen alsbald angebracht worden.

Einige Anwendungsformen, die nach überschläglicher Berechnung für verschiedene Stützweiten ausgeführt wurden, zeigen Abb. 1. u 2.

Die Anwendung solcher Entlastungsvorrichtungen erscheint theoretisch nicht restlos befriedigend. Rechnerisch läßt sich der Anteil der Hängevorrichtung in der Aufnahme der Biegungsspannungen und Querkräfte aus den Verkehrslasten nicht zuverlässig genau ermitteln. An den Enden der Gefahrzone (bis zu 7 m Stützweite) liegen die unterstützenden hölzernen Querschwellen. Zwischen den Unterstützungen liegt die Schienenaufhängung im Bettungskoffer des Gleises eingebettet. Mit den Zufälligkeiten einer mehr oder weniger starken Unterstützung der Schienenaufhängung im Bettungskoffer wechseln auch die Beanspruchungen der Schienen des Fahrgleises und der Schienenaufhängung. Es geht nicht an, das volle Widerstandsmoment aus dem gesamten Querschnitt der Hängevorrichtungsschienen in ihrer Lage über, in Abb. 2 auch unter den Gleisquerschwellen der Berechnung zugrunde zu legen. Der Bügelrahmen gewährt keine vollkommen unverrückbare Verbindung der Schienen eines Bündels. Die Erfahrung hat jedenfalls gelehrt, daß die als statisch mehrfach unbestimmtes System anzusehende Hängevorrichtung ihren Zweck vollkommen erfüllt. Bis zu vier Monaten Dauer sind einzelne starkbeschädigte Bauwerke, über denen Schienenaufhängungen der Fahrgleise angebracht waren, mit voller Geschwindigkeit bis zu 85 km/Std. befahren worden, ohne daß eine weitere Bewegung an den zerstörten Stellen der Bauwerke beobachtet werden konnte. Es darf festgestellt werden, daß die beschädigte Brückenzone nach Anbringung der Schienenaufhängungen ausreichend entlastet war. Der Zerstörungsvorgang hat an keiner so gesicherten Brücke erkennbare weitere Fortschritte gemacht.

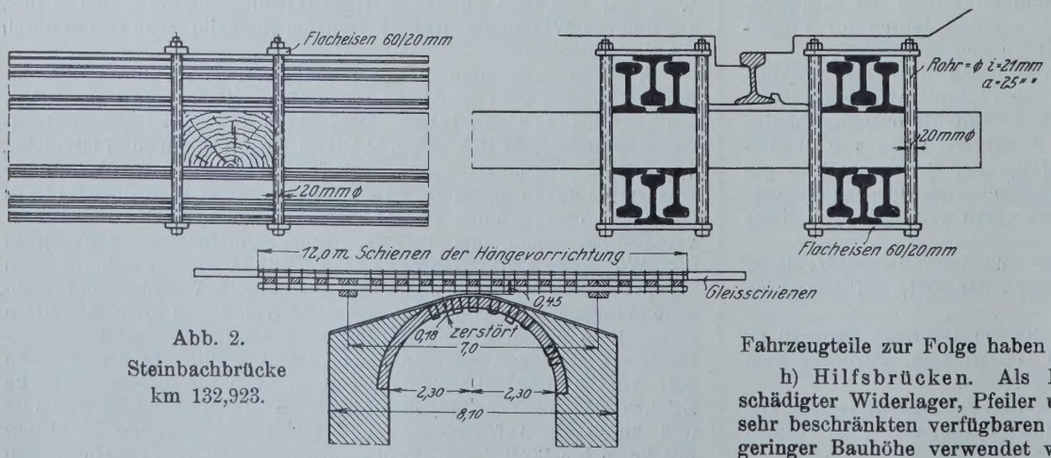


Abb. 2.
Steinbachbrücke
km 132,923.

Die Hängevorrichtung nähert sich sehr der unteren Umgrenzungslinie des lichten Raumes. Es ist daher darauf zu achten, daß durch tägliches Prüfen und nötigenfalls durch Anziehen der Schraubenverbindungen der Bügel Profilüberschreitungen vorgebeugt wird, die eine Beschädigung der Schienenaufhängungen durch tiefhängende Fahrzeugteile zur Folge haben könnten.

h) Hilfsbrücken. Als Hilfsbrücken bei der Erneuerung beschädigter Widerlager, Pfeiler und Gewölbe konnten wegen der meist sehr beschränkten verfügbaren Höhe nur Einrichtungen mit möglichst geringer Bauhöhe verwendet werden. Neben unbedingter Sicherheit

für den Zugverkehr über die Hilfsbrücken und ungehindertem Bau unter ihnen war nach Möglichkeit auf eine nicht zu stark verminderte Geschwindigkeit auf der Langsamfahrstrecke hinzuwirken. Die Zuggeschwindigkeit wurde über alle Baustrecken auf 30 km/Std. ermäßigt. Die Einrichtung der Baustellen ließ diese Höchstgeschwindigkeit unbedenklich zu.

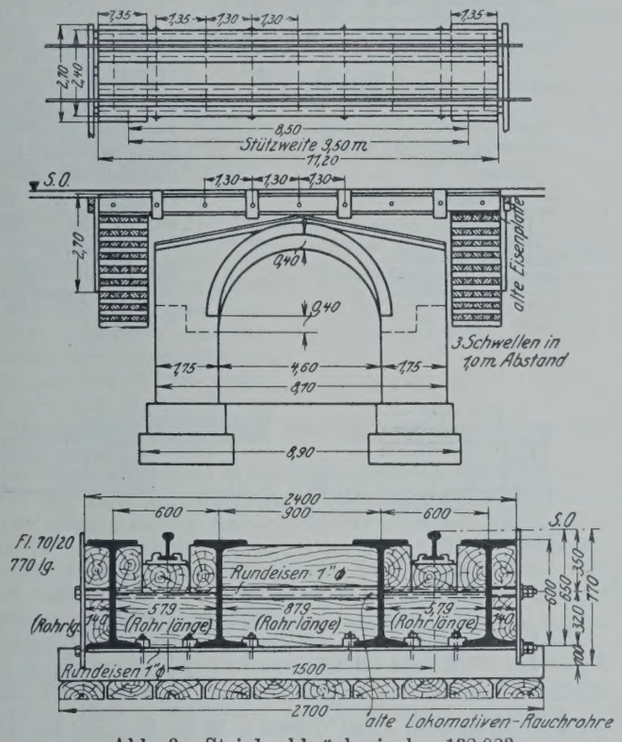


Abb. 3. Steinbachbrücke in km 132,923 Frankfurt a. M.—Bebra.

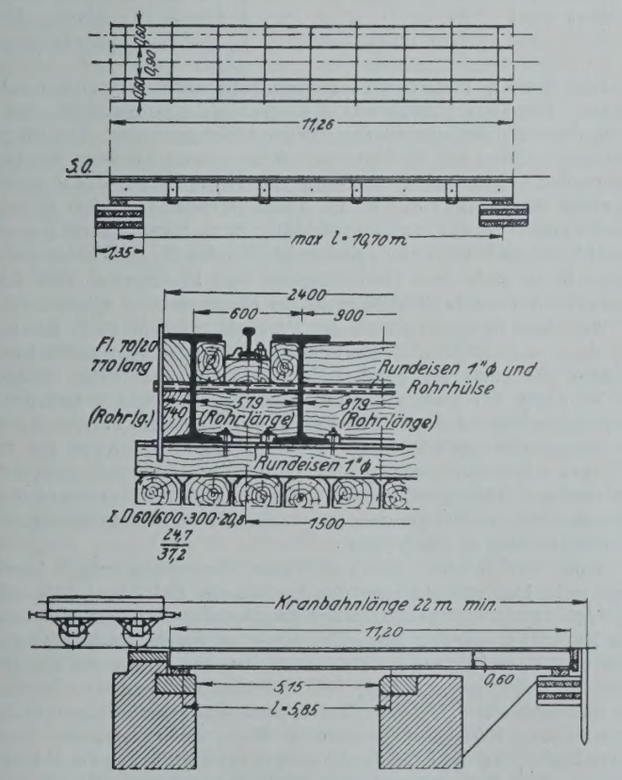


Abb. 4. Wegeunterführung in km 123,3 der Strecke Frankfurt a. M.—Bebra.

Beim Beginn der beschleunigten Brückenumbauten standen an geeigneten älteren eisernen Überbauten von geringer Bauhöhe — als Hilfsbrücken verwendbar — zur Verfügung:

zwei Zwillingsträgerbrücken von je 5 m Stützweite,
„ „ „ „ „ 12 „ „
(Diese nur bei Mittelunterstützung genügend stark.)

Diese Hilfsbrücken eigneten sich nur zur Verwendung bei wenigen Brückenerneuerungen. Da die endgültige Einführung der P 10-Lokomotiven ursprünglich zum 1. Februar 1925 vorgesehen war, mußte mit allen Mitteln versucht werden, die Bauarbeiten zur Verstärkung von vorerst 22 Brücken, Wegeunterführungen und Durchlässen in sieben Monaten durchzuführen. Gleichzeitige Durchführung von vier bis sechs Umbauten und die Herstellung weiterer Hilfsbrücken schien unerläßlich. Die leihweise Überlassung von vorübergehend entbehrlichen 24 Differdinger I 60 von je 11,20 m Länge durch die Bauabteilung Fulda kam diesem Plane sehr gelegen. Eine Schwächung der Träger durch Anschrauben oder Annieten von Quer- und Windverbänden war nicht angängig. Löcher durften nur nahe den neutralen Fasern gebohrt werden. Nach den Angaben und Berechnungen des Verfassers wurden aus den I D 60-Trägern sechs Hilfsbrücken unter Benutzung von Altstoffen durch Bahnhandwerker hergestellt. Abb. 3 u. 4 geben ein Bild der als Zwillingsträger angeordneten Hilfsbrücken und einiger Verwendungsfälle bei dem Umbau gewölbter und eiserner bauwerke. Bauhöhe = 0,65 m. Die behelfsmäßig hergestellten Brücken genügten allen billigen Anforderungen bis zu einer Stützweite von 10,70 m, wie die überschlägliche Berechnung zeigt: $l = 10{,}70$ m

4 I D-Träger	$\approx$	10 600 kg
8 Fl.-Eisen $70 \cdot 20 = 6{,}16 \cdot 10{,}99$	=	70 „
Rundeisen mit Schraubenkopf, Muttern, sowie Rohrstücke $(4 \cdot 2{,}8 + 5 \cdot 2{,}4)\ 9{,}86 + 4 \cdot 2{,}8 \cdot 4{,}18$	=	280 „
Holzteile $= [(22{,}4 + 44{,}8) \cdot 0{,}26 \cdot 0{,}16 + 22{,}04 \cdot 0{,}29 \cdot 0{,}29 + 7{,}04 \cdot 0{,}26 \cdot 0{,}26] \cdot 800$	=	4 100 „
Schienen, Hakenplatten, Klemmplatten, Holzschrauben, Federringe $= 2 \cdot [45{,}05 \cdot 11{,}2 + (7{,}336 + 1{,}336 + 3 \cdot 0{,}469 + 2 \cdot 0{,}115) \cdot 19]$ . . .	$\approx$	1 410 „
Gesamtgewicht der Hilfsbrücke . . .	$\approx$	16 460 kg

$$\max M_g = \frac{16\,460 \cdot 1070}{8} = 2\,200\,000 \text{ kgcm}.$$

Für Lastenzug E nach den Vorschriften für Eisenbauwerke

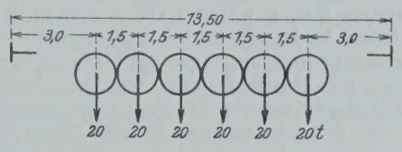


Abb. 5.

von 1922: $M_p = 167 + 29{,}5 \cdot 0{,}7 = 187{,}65$ tm $= 18\,765\,000$ kgcm
$\max M = 20\,965\,000$ kgcm. Vorhandenes $W = 4 \cdot 5977 = 23\,908$ cm³.

$$\sigma = \frac{20\,965\,000}{23\,908} \approx 880 \text{ kg/cm}^2.$$

Unter Berücksichtigung der Stoßzahl $\varphi = 1{,}65$ würde sich σ erhöhen auf: $\sigma = 880 \cdot 1{,}65 \approx 1450$ kg/cm², was als zulässig zu erachten ist.

Zur Auflagerung der Hilfsbrücken wurden Stapel aus kreuzweise geschichteten hölzernen Bahnschwellen hergerichtet, die mit einer obersten Schicht alter, gut lagerhaft gehobelter Brückenbalken abgedeckt und mit Eisenklammern sowie verschraubten Flacheisen zu einem in sich abgeschlossenen Ganzen unverrückbar verbunden worden sind. Die Hilfsbrücke wird auf alten eisernen Platten verlegt. Der Bettungskoffer ist mit Holzschwellen so abzuschließen, daß ein schädlicher Einfluß des wagerechten Schubes auf die Stapel nicht ausgeübt werden kann.

Der Einbau der Holzstapel geschieht im Betriebe in ausreichender Entfernung hinter den alten Widerlagern durch allmähliches Einschlitzen und Verbauen im Bahnkörper. Das alte Kammermauerwerk muß vor der Verlegung der Hilfsbrücken entfernt und durch den schon erwähnten Holzschwellenabschluß nach der Hilfsbrückenverlegung gegen den Bettungskoffer ersetzt werden.

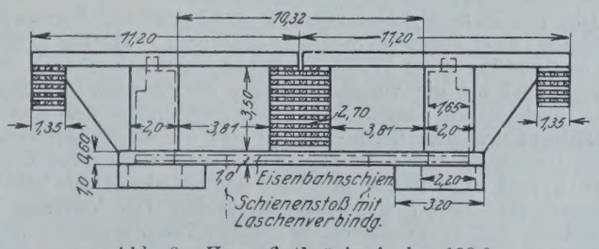


Abb. 6. Hauneflutbrücke in km 133,9 der Strecke Frankfurt a. M.—Bebra.

Wird die Verwendung mehrerer Hilfsbrücken hintereinander notwendig, so ergibt sich die in Abb. 6 dargestellte Anordnung von Mittelunterstützungen.

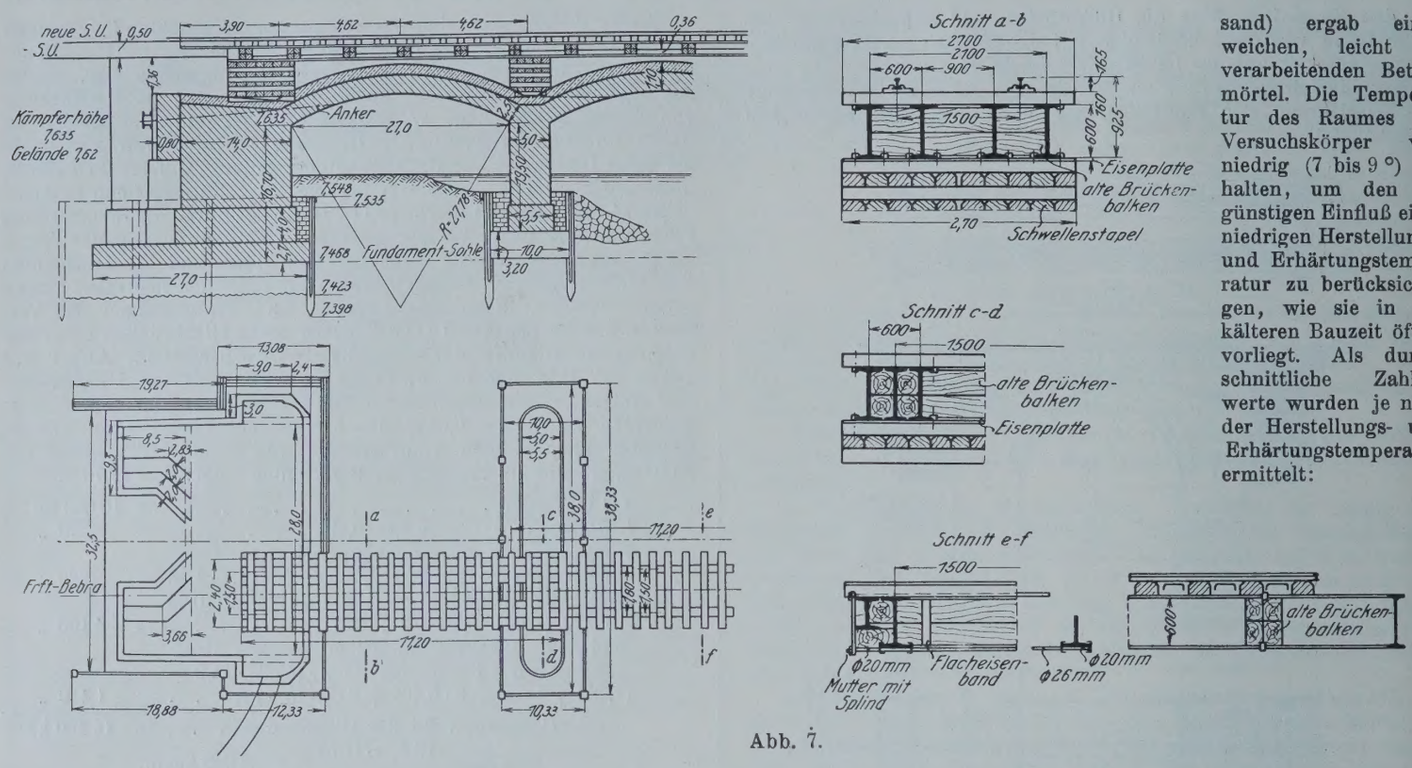


Abb. 7.

Eine besondere Ausbildung hat die Notbrücke im Gleis Frankfurt a. M.—Bebra bei km 142,64 erfahren. Hier sollte als Ersatz der stark beschädigten drei gewölbten Öffnungen nach Erbauung eines neuen Mittelpfeilers im Haunebachbette eine Brücke mit zwei größeren Öffnungen hergestellt werden. Der Bau machte vorübergehend eingleisigen Betrieb mit entsprechenden Weichenanlagen, Signalen und Sicherungseinrichtungen notwendig. Zur Sicherung des Betriebes und Erleichterung des Brückenumbaues ist eine Notbrücke über die beschädigten Brückengewölbe hinweg nach Abb. 7 durch den Verfasser entworfen und durch Bahnhandwerker aus Altstoffen hergestellt worden. Die Darstellung des alten Mauerwerks in der Skizze ist der Bauzeichnung von 1864 (in Kasseler Fuß und Zoll) entnommen.

In den Seitenöffnungen zeigt die Notbrücke die Anordnung von Zwillingsträgern I D 60; in der Mittelöffnung sind einfache I D 60 unter Zufügung eines I D 38 auf jeder Seite vorhanden.

Bei der schwächeren Mittelnotbrücke ergab die überschlägliche Festigkeitsberechnung eine Trägerbeanspruchung von 805 kg/cm² für Lastenzug E; die Durchbiegung betrug 10 mm.

Da die Verlegung des Gleises auf die Notbrückenträger stattfand, vergrößerte sich die Bauhöhe auf 925 mm. Das Gleis wurde nach der um 0,50 m gehobenen Schienenoberkante des Notbrückengleises beiderseitig mit Neigung 1 : 100 angerampt.

Bei fast sämtlichen übrigen Bauten war eine Änderung der Schienenoberkante bei Anwendung der Hilfsbrücken nicht notwendig.

i) Verwendung hochwertigen Portlandzements. Die schnelle Durchführung der Brückenumbauten wurde ferner hervorragend gefördert durch weitgehende Verwendung von hochwertigen Zementen, die seit Anfang 1924 auch von deutschen Fabriken hergestellt werden. Hauptsächlich ist der durch die Portlandzementfabrik Dyckerhoff & Söhne in Amöneburg bei Biebrich a. Rhein, die Marke „Dyckerhoff Doppel“ in Anwendung gekommen.

Die von Materialprüfungsämtern durchgeführten Normenproben ergaben bei zwei Tagen (48 Stunden) Erhärtung — ein Tag in feuchter Luft und ein Tag unter Wasser — Zahlenwerte, die reichlich doppelt so hoch sind als die vorgeschriebenen Normenwerte auf Zug und Druck nach sieben Tagen. Die Prüfungsergebnisse des staatlichen Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem und der staatlichen Prüfungsanstalt Darmstadt, sowie umfangreiche Versuche von Prof. Dipl.-Ing. G. Rüth sind von diesem in einem Sonderabdruck aus „Der Bauingenieur“ 1924, Heft 7, eingehend dargestellt. Der Verfasser dieser Abhandlung hat es vermieden, bei seinen Hauptversuchen nur vergleichsmäßige Werte für einen Mörtel zu ermitteln, wie er auf Baustellen nicht hergestellt wird, sondern er hat eine Mörtelzusammensetzung und einen Wasserzusatz gewählt, wie er auf den Eisenbetonbaustellen üblich ist. Das Mischungsverhältnis war: 250 kg Zement auf 1 m³ gemischten Rheinkiessand (1 : 5,5 in Raumteilen) mit einem Wasserzusatz von etwa 14 Raumprozenten (bezogen auf Zement + Kiessand) ergab einen weichen, leicht zu verarbeitenden Betonmörtel. Die Temperatur des Raumes für Versuchskörper war niedrig (7 bis 9 °) gehalten, um den ungünstigen Einfluß einer niedrigen Herstellungs- und Erhärtungstemperatur zu berücksichtigen, wie sie in der kälteren Bauzeit öfters vorliegt. Als durchschnittliche Zahlenwerte wurden je nach der Herstellungs- und Erhärtungstemperatur ermittelt:

Alter	Lagerung	Festigkeit in kg/cm² auf Zug	auf Druck
2 Tage	1 Tag Luft, 1 Tag Wasser	24 bis 28	250 bis 300
7 „	1 „ „ 6 Tage „	30 „ 34	400 „ 450
28 „	1 „ „ 27 „ „	34 „ 36	500 „ 550
28 „	1 „ „ 6 „ „ und 21 Tage Luft	45 „ 50	550 „ 600

Die Würfel, Platten und Balken sind nach 24 Stunden entfernt worden. Ein Deckenstück wurde so rechtzeitig ausgeschalt, daß nach 47stündiger Erhärtungszeit der Körper freitragend war. Die Biegungsmessungen sind nach 48 Stunden vorgenommen worden. Bei der Belastung der 48 Stunden alten Platte von 25 cm Breite und 6 cm Stärke bei einer Stützweite von 1 m, die einer Nutzlast von 5600 kg/m² entsprach und bei der rechnungsmäßig eine Biegungsdruckspannung $\sigma_b = 160$ kg/cm² und eine Eisenzugspannung $\sigma_e = 1700$ kg/cm² vorlagen, hatte sich eine Durchbiegung der Platte von etwa 6,5 mm ergeben, während Zerstörungen in der Platte nicht zu erkennen waren.

Aus dem Gesamtergebnis der Versuche schließt Prof. Rüth, daß mit dem untersuchten hochwertigen Portlandzement sowohl in erdfeuchter als auch bei weicher Verarbeitungsweise Beton hergestellt werden kann, der nach zwei- bis dreitägiger Erhärtung in jeder Hinsicht mindestens die gleichen Festigkeiten hat wie entsprechend zusammengesetzter gewöhnlicher Portlandzement im Alter von 28 bis 45 Tagen. Die Schwindung des Betons vollzieht sich entsprechend der raschen Anfangserhärtung ebenfalls bedeutend rascher als bei normalem Beton unter gleicher Zusammensetzung, ohne das Gesamtmaß des Schwindens zu übersteigen.

Trotz der Neuheit der Fabrikation der hochwertigen Portlandzemente in Deutschland trug das bauleitende Betriebsamt Hersfeld — angeregt durch die geschilderten eingehenden Versuchsergebnisse — kein Bedenken, bei den Schnellbauten zum Ersatz abgängiger Durchlässe und Unterführungen, steinerner Brücken, sowie für die Widerlager- und Pfeilererneuerung bei Brücken mit eisernen Überbauten die Zementmarke „Dyckerhoff Doppel“ weitgehend zu verwenden. Hierzu zwang schon die vorrückende Winterzeit 1924/25 und die möglichste Einhaltung der Frist für die endgültige Einführung der P 10-Lokomotive. Die Beobachtung des Verhaltens der Betonmauerwerke während und nach dem Bau rechtfertigten in jeder Hinsicht die an die Verwendung hochwertigen Zementes gestellten Anforderungen. Die Ausschalung fertiger Betonmauerteile konnte unbedenklich nach drei Tagen geschehen. Rissebildungen sind bisher nicht festgestellt worden. Die Bauwerke werden weiter beobachtet.

Gegen Überraschungen durch plötzlichen Eintritt von Kälte oder von den im Haune- und Fuldatale mehrfach im Jahre üblichen Überschwemmungen mußten nach Möglichkeit Vorkehrungen getroffen

werden. Die Herstellung von Beton- und Eisenbetonmauerwerk geschah in diesem Zeitabschnitt durch ununterbrochene Tag- und Nachtarbeit. In den Angebotbogen bei der engeren Ausschreibung war diese Arbeitsweise festgelegt. Die Unternehmer waren gehalten, die Beleuchtung an der Baustelle einzurichten und zu unterhalten. In den meisten Fällen bot sich die Möglichkeit eines Anschlusses in einer nahen Eisenbahnbetriebsstelle an das elektrische Lichtnetz der Überlandzentrale. Besondere Zähler wurden nicht eingebaut. Der Lichtverbrauch der Baustelle ist in dem Mehrverbrauch gegenüber dem festgestellten Durchschnittslichtverbrauch der betreffenden Blockstelle o. a. vor Einführung der Baubeleuchtung in Erscheinung getreten und dem Unternehmer in Rechnung gestellt worden.

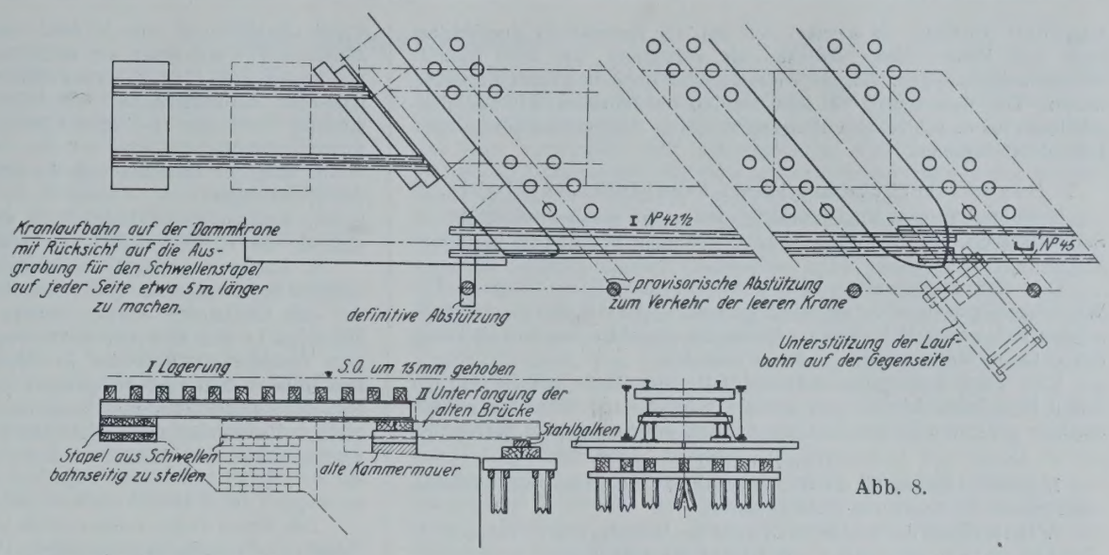


Abb. 8.

Der ununterbrochene Arbeitsfortschritt bei den Betonarbeiten ersparte das sonst notwendige Aufrauhen und Reinigen der Oberfläche des vor einer etwaigen Ruheschicht hergestellten Mauerwerks. Es wurde bei der gewählten Arbeitsweise eine sichere Gewähr für die homogene Beschaffenheit des fertigen Mauerwerks geboten. Schutzwände, Strohmatten und Dachpappe, sowie Kokskörbe wurden gegen Kälteüberraschung bereitgehalten.

Gegen Hochwassergefahr mußten besondere Vorkehrungen bei dem Umbau der beiden Haunebrücken in km 134,11 und 135,18 der Strecke Frankfurt a. M.—Bebra getroffen werden. Die Erneuerung der oberen Teile von Pfeilern und Widerlagern, sowie der Einbau von Granitauflagerquadern für neue eiserne Überbauten konnte erst beginnen, nachdem die alten eisernen Überbauten zur Gewinnung des Arbeitsraumes um bis zu 15 cm angehoben und auf Gerüstjoche und Unterfangungsträger gelagert waren. Die Hebe- und späteren Senkungsarbeiten wurden in Betriebspausen von je sechs Stunden ausgeführt, die durch Verlegung des gesamten Zugverkehrs in das andere Gleis auf dem Streckenabschnitt zwischen den zwei Nachbarbahnhöfen für eine Brücke mit drei Öffnungen geschaffen worden sind. Für die Gerüste ließ nach vereinbartem Plane die Baufirma Dyckerhoff & Widmann eine Reihe von Pfählen (3 bis 4 m lang, 25 cm Durchm.) vor jedem Widerlager und beiderseitig von den zwei Pfeilern in das Flußbett rammen, die mit eingelassenen Schienen, Stirn- und Schwellhölzern über die alten Spundwände (vom Brückenbau 1864 herrührend) hinweg die Grundlage zur Aufstellung der Gerüste boten. Zum Schutze gegen Hochwassergefahr wurden die sechs Gerüstjoche durch Bohlenwände so abgeschlossen, daß etwa bei Hochwasser antreibende Baumstämme u. a. ohne Gefährdung der Gerüste durch die Brückenöffnungen abgeführt worden wären.

Infolge des milden Verlaufes der Wintermonate und der nicht zu ungünstigen Hochwasserverhältnisse in dieser Zeit sind die Vorbeugungseinrichtungen nicht in vollem Maße zur Auswirkung gelangt.

k) Anwendung von Kranen. Bei kleineren Bauwerken mit einer Öffnung unter 10 m Stützweite sind im allgemeinen zum Ein- und Ausbau von Hilfsbrücken und eisernen Brückenüberbauten fahrbare Eisenbahnkrane verschiedener Größen und Bauarten mit einer Tragfähigkeit von 4 bis 10 t Gewicht verwendet worden. Die Verwendung dieser fahrbaren Krane führte zu mancherlei Schwierigkeiten auf der verkehrsreichen Strecke. Zu ihrem Gebrauche mußten beide Gleise in dem betreffenden Streckenabschnitt gesperrt werden. Der Verwendungsvorgang spielte sich nach besonderer Dienstanweisung im allgemeinen in der geschaffenen Betriebspause von durchschnittlich einer Stunde folgendermaßen ab: Nach Sperrung des Baugleises und Signaldeckung der Baustelle wurde an dieser das Gleis abgebaut und die freie Öffnung zum Ein- oder Ausbau einer Hilfsbrücke oder eines Brückenüberbaues vorbereitet. Im anderen, ebenfalls gesperrten Streckengleis rückte planmäßig der Kranzug vor, bestehend aus Lokomotive, einem Kranwagen, einem Plattformwagen, einem Kranwagen. Beim Halten des Zuges an der Baustelle steht der Plattformwagen zur Aufnahme der aus- oder einzubauenden Eisenbrücke neben der Bauöffnung. Die Krane werden durch die zwei Kranwärter und etwa acht Hilfskräfte nach Anzangen an den Gleisschienen (gegen Kippen) arbeitsfähig gestellt. Nach Abladen oder Aufladen des Eisenbauwerks durch die zwei Krane, die mit dem Haken an Ketten (um die Brückenenden) angreifen, Einholen der Kran- und Gegengewichtsausleger und Entzangen fährt der Zug nach dem Ausgangsbahnhof zurück, der die Aufhebung der Sperrung dieses Gleises alsbald veranlaßt. Das andere Gleis (Baugleis) konnte durchschnittlich nach zwei Stunden wieder in Betrieb genommen werden (alsdann Langsamfahrstrecke über die Brücke).

Trotz gründlicher Vorbereitung aller Einzelhandlungen blieben Erschwernisse und Störungen wiederholt nicht erspart. In zwei Fällen setzte sich das Drahtseil bei Bewegen der Last zwischen Rolle und Rollenführungseisen fest. Die Beseitigung der Hemmung verursachte Überschreitungen der Betriebspause und Zugverspätungen. In einem dritten Falle sind Kranbeschädigungen und erhebliche Verzögerungen für den Zugverkehr durch Versehen des Bedienungspersonals entstanden. Die ungünstigen Erfahrungen bei der Anwendung von Eisenbahnkranen im Brückenbau auf stark belasteter Verkehrslinie veranlaßte die Bauleitung zur möglichsten Verwendung von Portalkranen, sofern die Größe des Bauwerks dies rechtfertigte und es wirtschaftlich begründet war. Die Portalkrane waren in üblicher Weise gebaut.

Die Fahrbahn der Portalkrane bestand aus Eisenbahnschienen, die in Entfernung von 8,40 m von Mitte zu Mitte Schiene auf kurzen Querbalken aufgeschraubt wurden. Das Krangleis ist auf den Bahnbanketten vor und hinter der Brücke, in den Brückenöffnungen auf besonders gebauten und berechneten Gerüsten (Abb. 8) verlegt worden. Die trapezförmigen Ständer des Kranes laufen mit je zwei Rollen, die den Schienenkopf beiderseits umfassen. Die Querträger, die als Fahrbahn für die Laufkatze dienen, waren mit den Ständern entsprechend verschraubt und seitlich mit Blechen und Winkeleisen gegen Seitenverschiebungen des Kranrahmens entsprechend ausgesteift. Derartige Krane wurden in Ausführungen bis zu 20 t Tragfähigkeit verwendet. Bei mehreren Haunebrücken mit drei Öffnungen war die Aufstellung von vier Portalkranen notwendig, um den Ausbau der drei alten Überbauten und den Einbau der drei neuen Brücken bei achtstündigem eingleisigem Betriebe an einem Tage (Sonntags) durchzuführen. Diese Zugpause hat nach genauer vorheriger Festlegung aller Arbeitsvorgänge für die gleichzeitige Auswechslung in jedem Falle genügt. Für die sonstigen Brückenumbauten genügten zwei Portalkrane.

In einem Bauabschnitt zwischen den Blockstellen Rothenkirchen und Hohenwehrda waren zwei Brücken mit je drei Öffnungen und zwei Brücken mit je einer Öffnung zu erneuern. Zur Vermeidung von wiederholten Erschwernissen und Gefahrmöglichkeiten für den Zugverkehr empfahl es sich, die vier Portalkrane bei drei Brücken in km 134,11, 134,667 und 135,18 ohne jedesmaligen Abbau und erneute Zusammensetzung zu verwenden. Die Kranfahrbahn wurde daher in Längen von 40 m vorgelegt. Die Zeitdauer für den gesamten Beförderungsweg von rd. 1 km Strecke von km 134,11 bis 135,18 betrug rd. drei Tage. Kurze Geländerstücke, sechs Telegraphenstangen und ein Vorsignal standen im Umgrenzungsprofil der Portalkrane. Die Hindernisse für die Kranbewegung wurden vorher durch seitliche Versetzung entfernt. Dieses Verfahren ersparte einen viermaligen Abbau bezw. Zusammenbau der Krane und ließ für den Baufortschritt drei bis vier Wochen Arbeitszeit gewinnen. Die Kostenersparnis war erheblich. Die Vorteile für den Zugverkehr sind bereits erwähnt worden.

l) Bauweise bei ungleichem oder schlechtem Baugrunde. Ungleiche Beschaffenheit oder schlechter Baugrund wurde bei der Untersuchung der Bodenverhältnisse für eine Anzahl Haunebrücken festgestellt. Auch Fundamente kleinerer Flutbrücken waren zwischen hölzernen Spundwänden bei den alten Bauten in den Jahren 1864/66

ausgeführt worden. Es erwies sich bei der Erneuerung der Widerlager und Pfeiler dieser Brücken als vorteilhaft, die alten Spundwände beizubehalten, da sie zudem meist noch in gutem Zustande waren. Der Bauvorgang bei dem Umbau von Bauwerken in ungleichmäßigem bezw. schlechtem Baugrunde soll an einigen Beispielen kurz geschildert werden.

1. Hauneflutbrücke km 133,997 Frankfurt a. M.—Bebra.

Bodenverhältnisse ungleichmäßig, Lette und stark wasserführende Sandschichten. Spundwände bei der alten Brücke noch in gutem Zustande.

Das alte Mauerwerk zeigte äußerlich mörtelleere Fugen. Die Widerlager hatten sich ungleich gesetzt. Beim späteren Abbruch zeigten sich große Hohlräume. Festes Mauergefuge war nur in Teilen des unteren Widerlagmauerwerks vorhanden.

Eine neue durchgehende Grundplatte von 60 cm mit Bewehrung durch Eisenbahnschienen und neues Widerlag- und Flügelmauerwerk erschien zur guten Druckverteilung auf dem weichen Boden notwendig.

Bauvorgang:

1. Ausschachtung bis auf den untersten Fundamentabsatz zwischen noch guten, vorhandenen Spundwänden.
2. Herstellung des mittleren Drittels der Grundplatte in Beton 1 : 10 „Dyckerhoff-Doppel“-Zement mit reinem Mainsandkies.
3. Drei Tage später Aufbau des mittleren Kreuzstapels auf der mittleren Grundplatte. Zwei kleine Lagerstapel im Bahnkörper waren vorher im Betriebe eingebaut worden.
4. Einbau der vier Hilfsbrücken (Abb. 3).
5. Abbruch der Widerlager und Flügel bis auf den untersten Fundamentabsatz.
6. Verstärkung des Fundamentes auf 3,20 m Breite und Herstellung der äußeren Drittel der Grundplatte nach Anlaschen der weiteren Bewehrungsschienen in Beton 1 : 12 mit einfachem Zement.
7. Herstellung der neuen Widerlager und Parallelflügel, unten in Beton 1 : 8 mit einfachem Zement, oben in Beton 1 : 6 mit „Dyckerhoff-Doppel“-Zement; Einbau neuer Granitauflagerquadern.
8. Ausbau der Hilfsbrücken und Einbau der neuen eisernen Buckelplattenbrücken (bei achtstündigem, eingleisigem Betriebe).
9. Restarbeiten (Kiesmauerwerk, Geländer).

Die Arbeiten wurden unter Aufrechterhaltung zweigleisigen Betriebes in den Monaten Januar bis März 1925 ausgeführt. Die Erd- und Mauerarbeiten sind durch das Baugeschäft Bolender in Hersfeld, die eisernen Überbauten durch die Meguin-A.-G. in Butzbach, Hessen, ausgeführt worden. Der Beton wurde in einer Mischmaschine gemischt. Zur Wasserhaltung hat der Bauunternehmer einen Elektromotor mit Saugpumpe aufgestellt. Zum Ausbau der zwei alten eisernen Überbauten, zum Ein- und Ausbau der vier Hilfsbrücken, sowie zum Einbau der neuen Buckelplattenbrücken dienten zwei Portalkrane von je 20 t Tragfähigkeit, die von der Brückenbauanstalt Meguin hergeliehen wurden.

2. Hauneflutbrücke km 145,1 Frankfurt a. M.—Bebra.

Der Baugrund besteht aus weichen, mit Sand durchsetzten Letteschichten. Diesem Umstande und dem sehr flachen Gewölbe dürfte es vorwiegend zuzuschreiben sein, daß die Gewölbe in der Leibung und an den Kämpfern gerissen waren. Beim späteren Abbruch zeigten diese Bauteile schlechten Verband und Hohlräume.

Bei dem Umbau sollte auch den Notwendigkeiten Rechnung getragen werden, die sich a) aus der Grundstückszusammenlegung in den Gemarkungen Odensachsen und Hermannspiegel durch das Kulturamt Hersfeld, b) aus der Beseitigung der Wegübergänge bei km 145,12 und 145,35 sowie aus dem Wegfall des Schrankenpostens 113 ergaben. Diesen Zwecken entsprach die Anlage eines Flutgrabens in der südlichen und einer Wegunterführung in der nördlichen Brückenöffnung.

Nach eingehender Untersuchung des alten Bauwerks wurde der Bauplan festgelegt. Wegen des unzuverlässigen Baugrundes empfahl sich die Anordnung neuer Erdbogen zwischen den alten Fundamenten der Widerlager und des Mittelpfeilers, sowie den seitlichen gut erhaltenen Spundwänden. Hiermit sollte einerseits einer Längsverschiebung der Widerlager vorgebeugt werden, anderseits war durch Fundamentverbreiterung eine gleichmäßigere Druckverteilung und Verhinderung zu starker Bodenpressung anzustreben.

Bauvorgang:

1. Verlegung der zwei alten ausgebauten Zwillingsträger-Überbauten von 13,20 m Länge — durchgehend auf drei Stützen —, und zwar in der Mitte auf einem I-Träger, an den Enden auf dem (beizubehaltenden) hinteren Widerlagsmauerwerk.
2. Ausschachten des Bodens in den Brückenöffnungen auf erforderliche Tiefe.
3. Einstemmen der Widerlagflächen an den Widerlag- und Pfeilerfundamenten und Herstellung der Erdbogen. Die Arbeiten wurden zonenweise in Ringstücken von 1,50 m Breite nach und nach durchgeführt.
4. Ausführung von je zwei neuen Überbauten aus Grobmörtel zwischen I-Walzträgern auf seitlichen Gerüsten.
5. Abbruch der beiden Gewölbe und schlechter oberer Mauerteile der Widerlager und des Pfeilers, bei letzterem in kurzen Teilstücken und dem I-Träger-Unterzuge der Hilfsbrücke allmählich fortschreitend.
6. Seitliche Einschiebung der vier neuen Trägerbetonplatten unter die Hilfsbrücken.
7. Ausbau der Hilfsbrücken, Verlegung und betriebsfertige Herstellung der Gleise auf den neuen Brückenplatten.
8. Anlage der Wegunterführung und des Flutgrabens, Restarbeiten an den Brückenstirnen und Herstellung seitlicher Fußstege.

Die Umbauten wurden unter Aufrechterhaltung zweigleisigen Betriebes in den Monaten November und Dezember 1924 fertiggestellt. Das Baugeschäft Bolender in Hersfeld führte die Bauarbeiten aus. Die Hilfsbrücken sind durch Eisenbahn-Arbeitskräfte mittels fahrbarer Eisenbahnkrane ein- und ausgebaut worden. Mörtelmischung von Hand. Verwendet wurde „Dyckerhoff-Doppel“-Zement sowie Sand und Mainkies von Jahreiss & Sohn in Hof.

3. Haunebrücken in km 143,6 und 144,42.

Die Mauerwerke wiesen zwar loses Mauergefuge und ausgespülte Fugen, doch keine nennenswerten Verdrückungen der Bogen, Pfeiler und Widerlager auf. Die Nachrechnung ergab, daß die Brücken für Lastenzug N genügen, wenn ein neuer einwandfreier Mauerverband geschaffen werden konnte.

Die Wiederherstellung der beiden Bauwerke mit je drei überwölbten Öffnungen geschah durch die Preßzementbau-Akt.-Ges. August Wolfsholz in Berlin.

Die Ausspülungen der Fugen mit Druckwasser und die Vollpressung mit flüssigem Zementmörtel wurden vorsichtig nach und nach in dem bekannten Verfahren in den Monaten Juli bis September 1924 durchgeführt.

Die Ausführung hat sich nach den bisherigen Erfahrungen bewährt. Wesentliche Mängel sind bisher nicht festgestellt worden.

Von den unter e) erwähnten 20 beschleunigten Brückenumbauten wurden 19 Bauten betriebsfertig in reichlich sieben Monaten von August 1924 bis März 1925. Die Haselbachbrücke km 213,85 der Strecke Erfurt—Bebra—Kassel gelangte nachträglich im April d. J. zur Erneuerung. Die Tragfähigkeit dieser Brücken entspricht jetzt dem Lastenzuge N. Das Bauprogramm ist damit im wesentlichen innerhalb der gestellten Frist erfüllt worden. Mängel als Folge des Schnellbaues sind an keiner der umgebauten Stein- und Eisenbrücken bisher festgestellt worden.

Die Überwachung der Durchführung des Bauprogramms lag dem Brückenbau-Dezernenten der Reichsbahndirektion Frankfurt a. M. ob. Die Festigkeitsberechnungen und Entwürfe zu den eisernen Brücken und einzelnen Steinbrücken wurden teils im Brückenbaubureau der Reichsbahndirektion, teils von den Eisenbauanstalten Gustavsburg, Lavis in Offenbach a. M. und Meguin A.-G. in Butzbach, Hessen, aufgestellt, denen die Herstellung neuer eiserner Überbauten übertragen war.

Das Betriebsamt Hersfeld stellte die sonstigen Einzelentwürfe zu den Bauwerken in Beton und Stein auf; es bereitete die Ausschreibung und Bauausführung in allen Einzelheiten vor. Hierbei war die Änderung von Brückenöffnungen u. a. von der Zustimmung der Wasserbauverwaltung (Kulturbauamt Fulda) abhängig. Auch mußte den Notwendigkeiten der zwischen Hünfeld und Hersfeld im Gange befindlichen Grundstückzusammenlegung (Kulturamt Hersfeld) Rechnung getragen werden. In zahlreichen Dienstanweisungen waren durch das Betriebsamt alle Anordnungen für das Betriebs- und Baupersonal, sowie für die Fahrbediensteten in den einzelnen Bauabschnitten zu treffen, deren Durchführung ständig überwacht wurde.

Die örtliche Bauaufsicht am Tage und zur Nachtzeit stellte ebenfalls hohe Anforderungen an die beteiligten Bahnmeistereien (insbesondere Dienststellenvorsteher und Vertreter der Bahnmeisterei Burghaun und Hünfeld).

An den Verstärkungsbauten waren außer den oben erwähnten Eisenbauanstalten besonders beteiligt die Betonbauanstalt Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Biebrich, ferner die Baugeschäfte Bolender in Hersfeld, H. J. Schäfer in Hünfeld, Witzel & Jakob in Bebra.

Die Verstärkung aller erheblich beschädigten oder verhältnismäßig hoch beanspruchten Bauwerke hat in kurzer Zeit geordnete bauliche Zustände geschaffen und eine Hauptsorge der Betriebsleitung beseitigt. Die Schnellbauweise hat die Kosten der Bauausführung sehr vermindert, da die Zeit günstiger Preislage ausgenutzt werden konnte. Stoffkosten und Arbeitslöhne wuchsen seit einem Jahre wesentlich an. Die hohen Unterhaltungskosten der schadhaften alten Brücken sind weggefallen; die umgebauten Brücken werden voraussichtlich längere Zeit wenig Unterhaltung verursachen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Talsperrenbau.

Die entsetzlichen Folgen eines Talsperrenbruches und die großen Baukosten von Wassersammelanlagen machen hohe Stauwerke zu den verantwortungsreichsten und volkswirtschaftlich wichtigsten Ingenieurbauten. Die künftigen Aufgaben unserer hochentwickelten Wasserwirtschaft werden in steigendem Maße den Bau ausgleichender Staubecken veranlassen, so daß ein dringendes technisches und wirtschaftliches Interesse besteht, daß die Bemessungsgrundlagen solcher Bauwerke neben ausreichender Sicherheit auch volle Gewähr für die Ausschöpfung aller Ersparnismöglichkeiten bieten.

Zu den Bauwerken, bei denen sich die Erörterung wirtschaftlicher Bauverfahren besonders lohnt, gehören heute vor allem die Talabschlüsse aus Erde und losem Steinmaterial mit ihrem infolge der noch wenig erforschten statischen Verhältnisse vielfach verschwenderischen, stets aber gewaltigen Baustoffaufwande. Die Staudämme sind es aber auch, bei denen die Meinungen über verschiedene wesentliche Grundlagen ihrer Formgebung, Baustoffwahl und Bauverfahren zum Teil noch erheblich auseinandergehen. Aus diesen Gründen kommt dem soeben in 3. Auflage erschienenen Band I des bekannten und längst vergriffenen Zieglerschen Werks „Der Talsperrenbau“ besonderer dringlicher Wert zu.[1])

Die im Jahre 1900 erschienene 1. Auflage behandelte auf 15½ Seiten und durch 12 Abbildungen belegt die Staudämme; in der im Jahre 1911 erschienenen 2. Auflage sind 25 Seiten und 33 Abbildungen diesem Talsperrentyp gewidmet. Die 3. Auflage besteht aus drei Lieferungen, deren zweite die Berechnung und den Bau massiver Talsperren behandelt, während die 3. Lieferung den wasserwirtschaftlichen und wirtschaftlichen Grundlagen des Talsperrenbaues gilt. Mit dieser äußeren Entwicklung des dem Erddammbau gewidmeten Teils des maßgebenden Zieglerschen Werks ist der Aufstieg genügend gekennzeichnet, den dieser Zweig des Talsperrenbaues in den letzten 25 Jahren genommen hat.

Einleitend sind in straffer Darstellung die Gesichtspunkte für die Anlage großer Wasserkraft- und Wassersammelanlagen erörtert. Gestützt auf Einzelbeobachtungen und systematische Beschreibungen von Einzelfällen, baut sich sodann der umfangreiche und schwierige Stoff über Talsperren aus Erde und losem Steinmaterial auf. Vom Dammaterial ausgehend, spannt sich die Gruppe der erörterten Probleme über die Gründungsfläche von Dämmen zur Dammdichtung. Besondere Beachtung verdienen unter anderem die Erörterungen über die Wechselwirkungen zwischen Stauwasser und Dammaterial, über die Filterwirkung und den Nachfall, über Durchfeuchtungswirkungen und den Dammquerschnitt. Da in letzter Zeit außer amerikanischen Ingenieuren auch deutsche Forscher sich um die wissenschaftliche Förderung des Erddammbaues und dessen Hilfswissenschaften verdient gemacht haben, so hätten unter anderem auch die wertvollen Untersuchungen von Schaffernak Erwähnung verdient. Die ebenso wichtige wie schwierige Frage der Dammdichtung ist auf rd. 100 Seiten sehr ausführlich und in vielfacher Mannigfaltigkeit behandelt, ohne daß der Studierende oder der entwerfende Ingenieur durch umständliche Einzelbeschreibungen abgeschreckt würde. Dabei wurde dem hydraulischen Bodengewinnungs- und Aufschüttungsverfahren bei seinem hohen technischen und wirtschaftlichen Wert eine besonders eingehende Behandlung zuteil, ohne die Schwierigkeiten und Gefahren zu verschweigen, die mißverstandene Anwendung in sich schließt. Da es bei den nur mit größter Verantwortlichkeit zu entwerfenden und auszuführenden Erddammbauten begreiflich ist, daß man die Erfahrungen im eigenen Lande höher bewertet als auswärtige Lehren, so ist es zu begrüßen, daß den vorwiegend auf amerikanische Ausführungsbeispiele sich stützenden Darlegungen die verwandten Arbeitsverfahren des neuzeitlichen deutschen Bergbaues vorangestellt wurden.

Daß der Verfasser bei unserem derzeitigen Stande der technischen Bodenphysik darauf verzichtet hat, näher auf die statischen Verhältnisse bei Staudämmen einzugehen, ist im Interesse des praktischen Wertes des Buches zu begrüßen. Der Abschnitt über „Die Wasserwirtschaft des Oberharzes“ verdient als Beitrag zur Entwicklungsgeschichte unserer Wasserwirtschaft besondere Beachtung. Weitere Abschnitte sind dem Verhalten von Dämmen bei Erdbeben, sowie den Entnahme- und Entlastungsvorrichtungen gewidmet. Da der Standort vieler Talsperren, auch von Staudämmen, bei der zunehmenden Bedeutung speicher- und spitzenfähiger Wasserkräfte künftig vielfach das Gebirge sein wird, so wäre die Erörterung des gerade für die Talsperren unseres alpinen Gewässernetzes besonders wichtigen und schwierigen Problems der Geschiebeführung von großem Wert gewesen. Vielleicht genügt dieser Hinweis, um diese Fragen bei der Fortsetzung des Werkes nachzuholen.

Bei den bemerkenswerten Ausführungen über den Hochwasserüberfall wäre auch ein Hinweis auf die vorbildlichen Veröffentlichungen der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde[2]) und die lehrreichen Versuche der Mittleren Isar-A.-G. an Hebermodellen Heynscher Bauart erwünscht gewesen. Da die Einrichtungen zur Entnahme und Hochwasserentlastung an sich und ihrem Verhältnis zum Staudamm ebenso wichtig sind wie die Bauweise und Dichtung des letzteren, so sind diese Anlagen im 1. Bande besonders eingehend behandelt. Weiterhin sind die Darlegungen über die Ausnutzung des Überfallwassers zur Gefällvermehrung bei der auch bei uns zunehmenden Bedeutung der Überfallsperren wasserkrafttechnisch sehr beachtenswert.[3])

Schon der 1. Band der neuen Auflage ist ein Beweis dafür, wie umfangreich die Talsperrenwissenschaft geworden ist. Deshalb ist das in dem Buch überall zutage tretende Bestreben nach kurzer Fassung und scharf umrissenen kritischen Ansichten vom Standpunkte des ausübenden Ingenieurs besonders anzuerkennen. Diesen Vorzug verdanken wir neben der klaren Urteilsbildung und dem guten Darstellungsvermögen des Verfassers zum Teil auch dem Umstande, daß Ziegler seit Jahrzehnten den Talsperrenbau mit bestem Erfolge als Sondergebiet pflegt, während sonst für viele Forscher einmal — und heute leider oft recht frühzeitig — der Augenblick kommt, wo mit der Erkenntnis der Problemstellung ihr Interesse an der Aufgabe befriedigt ist und andere Fragen sie locken.

Da der Verfasser in der 1. Lieferung die Vor- und Nachteile der Erddammbauweise ohne Voreingenommenheit in wissenschaftlicher und klarer Darstellung zu würdigen versucht, so berechtigt dies zu der Hoffnung, daß auch die neue Auflage, ebenso wie ihre Vorgänger, zum unentbehrlichen Hilfsmittel und dauernden Ratgeber für alle diejenigen werden wird, die als Bauingenieure, Geologen, Hydrologen, Verwaltungsbeamte und Volkswirtschaftler mit dem Talsperrenwesen zu tun haben. Ihnen allen wird das vom Verlag in jeder Hinsicht mustergültig ausgestattete Buch sehr willkommen sein, zumal sein Erscheinen in drei Lieferungen den Handgebrauch und die Anschaffung erleichtert.

Dr.-Ing. Marquardt.

[1]) „Der Talsperrenbau“. Von P. Ziegler, Regierungs- und Baurat zu Clausthal. 3. Auflage, Band I: A. Gesichtspunkte für die Anlage großer Wasserkraft- und Wassersammelanlagen. B. Talsperren aus Erde und losem Steinmaterial. 247 S. u. 337 Textabb. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 24 R.-M., geb. 26 R.-M.

[2]) Kurze starke Regenfälle in Bayern, ihre Ergiebigkeit, Dauer Intensität, Häufigkeit und Ausdehnung. Bearbeitet von Dr. Haeuser. München 1919 und 1922.

[3]) Vergl. unter anderm auch Krey: Die Wirkung von Ejektorenschützen. Zentralbl. d. Bauverw. 1920, Nr. 75.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Berechnung der Knickbelastung von Bogenträgern.

Von Dr. techn. Ing. **J. Fritsche**, Privatdozent an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag.

(Schluß aus Heft 35.)

B. Der eingespannte Bogen (Abb. 2).

Auch hier gilt wegen der Erfüllung der Bedingung

$$\int \eta \, dz = 0,$$

daß die elastische Linie des ausgeknickten Bogens eine antisymmetrische Form zeigt; folglich ist wiederum

$$(14)\quad \begin{cases} \eta = a \sin z + c z \\ + \beta \left[\frac{1}{2} \cdot a z^3 \cos z - \frac{7}{4} \cdot a z^2 \sin z - \frac{15}{4} \cdot a z \cos z - \frac{2}{3} \cdot c z^3 \right]. \end{cases}$$

Für $z = \varkappa$ muß $\eta = 0$ sein; daher lautet die erste Gleichung zur Bestimmung der Integrationskonstanten a und c

$$(15)\quad \begin{cases} a \sin \varkappa + c \varkappa \\ + \beta \left(\frac{1}{2} \cdot a \varkappa^3 \cos \varkappa - \frac{7}{4} \cdot a \varkappa^2 \sin \varkappa - \frac{15}{4} \cdot a \varkappa \cos \varkappa \right. \\ \left. - \frac{2}{3} c \varkappa^3 \right) = 0, \end{cases}$$

die zweite folgt aus der Unverdrehbarkeit der beiden Bogenkämpfer.

Diese Bedingung erfordert, daß $\Delta\varphi = \bar{\varphi} - \varphi \approx \operatorname{tg}\Delta\varphi$ für $z = x$ gleich Null wird. Es ist

$$\operatorname{tg}\bar{\varphi} = \frac{\eta^I}{x^I} = (y^I + \eta^I)(1 - \xi^I) = y^I + \eta^I(1 + y^{I2}),\quad \operatorname{tg}\varphi = y^I$$

$$\operatorname{tg}\Delta\varphi = \frac{\operatorname{tg}\bar{\varphi} - \operatorname{tg}\varphi}{1 + \operatorname{tg}\varphi\operatorname{tg}\bar{\varphi}} = \frac{\eta^I(1 + y^{I2})}{(1 + y^{I2})(1 + y^I\eta^I)}$$
$$= \eta^I(1 - y^I\eta^I) \approx \eta^I.$$

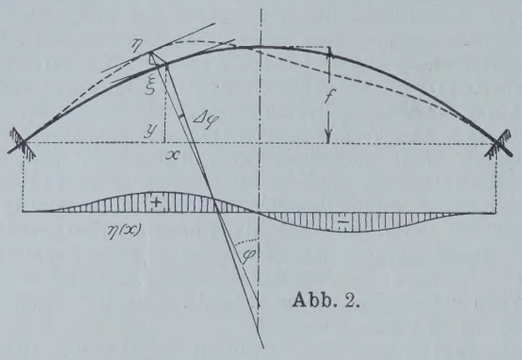


Abb. 2.

Für $z = x$ muß daher $\eta^I = 0$ sein. In der Statik der Bogenträger ist es üblich, die Bedingung für die Unverdrehbarkeit der Bogenkämpfer in der Form anzuschreiben, daß

$$\int_{+x}^{-x} \frac{M}{EJ}\cdot ds = \int_{+x}^{-x} \eta^{II}\left(1 - \frac{1}{2}\cdot y^{I2}\right)\cdot\left(1 + \frac{1}{2}\cdot y^{I2}\right)dx = \int \eta^{II}\,dx = 0$$

sein muß; daraus folgt

$$\int_{+x}^{-x} \eta^{II}\,dx = \left[\eta^I\right]_{+x}^{-x} = 0,$$

welche Forderung nur erfüllt werden kann, wenn η^I an beiden Bogenkämpfern gleich Null ist. Es war

$$\eta^I = a\left[\cos z + \beta\left(-\frac{1}{2}\cdot z^3\sin z - \frac{1}{4}\cdot z^2\cos z + \frac{1}{4}\cdot z\sin z - \frac{15}{4}\cdot\cos z\right)\right] + c\,(1 - 2\,\beta\,z^2),$$

folglich ist

$$(21)\quad \left\{ a\left[\cos x + \beta\left(-\frac{1}{2}\cdot x^3\sin x - \frac{1}{4}\cdot x^2\cos x + \frac{1}{4}\cdot x\sin x - \frac{15}{4}\cdot\cos x\right)\right] + c\,(1 - 2\,\beta\,x^2) = 0.\right.$$

Daraus ergibt sich

$$c = +\,a\left[-\cos x + \beta\left(\frac{1}{2}\cdot x^3\sin x - \frac{7}{4}\cdot x^2\cos x - \frac{1}{4}\cdot x\sin x + \frac{15}{4}\cdot\cos x\right)\right].$$

Nun kann man c in Gl. 15 eliminieren und erhält dann die Knickbedingung für den eingespannten Bogen mit

$$\sin x - x\cos x + \beta\left(\frac{1}{2}\cdot x^4\sin x - \frac{7}{12}\cdot x^3\cos x - 2\,x^2\sin x\right) = 0$$

oder

$$(22)\quad \operatorname{tg} x - \frac{x\,(12 + 7\,\vartheta)}{12 + \vartheta\,(6\,x^2 - 12)} = \operatorname{tg} x - f_1(x) = 0.$$

Für $\vartheta = 0$ bekommt man $x = \operatorname{tg} x$; dem entspricht $x = 4{,}49$, liegt daher in der Nähe von $\frac{3}{2}\cdot\pi$ mit dem Werte 4,71.

C. Der Dreigelenkbogen (Abb. 3).

Beim Dreigelenkbogen verhindert die Anordnung eines Gelenkes im Bogenscheitel die Ausbildung einer antisymmetrischen Form der elastischen Linie; das Gelenk als Nullstelle des Biegungswiderstandes wird maßgebenden Einfluß auf sie nehmen. Ein Tragwerk knickt jeweils in der Richtung des geringsten Widerstandes aus, den es jeder möglichen Formänderung entgegensetzt. Beim Dreigelenkbogen werden aber Scheitelbewegungen mit überwiegender lotrechter Komponente am leichtesten eintreten können, folglich ist es wahrscheinlich, daß stets eine solche das Ausknicken des Bogens einleiten wird. Tatsächlich hatte sich bei dem Versuche, den Dozent Dr.-Ing. R. Mayer zur experimentellen Ermittlung der Knickbelastung eines Dreigelenkbogens durchführte, gezeigt, daß schon das Aufbringen kleiner Belastungen verhältnismäßig große Scheitelsenkungen zur Folge hatte. Dabei ist zu bemerken, daß sich der Scheitel des Bogens nicht nur lotrecht nach abwärts bewegt, sondern auch wagerecht ausweicht; eine nur lotrechte Verschiebung würde als notwendige Folgerung haben, daß sich jeder Schenkel genau so verhält, wie ein Bogen über der Sehne $A\,C$.

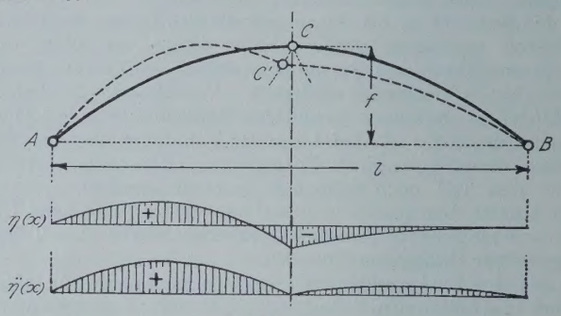


Abb. 3.

Eine flüchtige Betrachtung des Problems könnte die Meinung aufkommen lassen, daß die Tatsache der Ausbildung eines Wendepunktes der elastischen Linie im Bogenscheitel beim Ausknicken des Zweigelenkbogens bereits die Möglichkeit zuließe, daß dort auch ein Gelenk angeordnet sein könnte, ohne eine Änderung der Knickbelastung zu bewirken; einem Wendepunkte entspricht ja immer ein Momentennullpunkt. Dies hieße aber die Knickbelastung eines Dreigelenkbogens wesentlich überschätzen.

Die Stelle des Gelenkes bedeutet in mathematischer Beziehung eine Unstetigkeitsstelle für die Funktionen $\eta(x)$ und $\xi(x)$, und es muß nun die Frage untersucht werden, ob bei Zulassung unstetiger Funktionen $\eta(x)$ und $\xi(x)$ mit der Unstetigkeitsstelle im Bogenscheitel nicht kleinere Belastungen als beim Zweigelenkbogen gleicher Form ein labiles Gleichgewicht bewirken können. Auf Grund dieser Möglichkeit muß nun sowohl $\eta(x)$ als auch $\xi(x)$ für den linken und für den rechten Bogenschenkel mit verschiedenen Integrationskonstanten angeschrieben werden. Es ist nun

links $\quad \varphi_0{}^l(z) = a_1\sin z + b_1\cos z + c_1 z + d_1$

rechts $\quad \varphi_0{}^r(z) = a_2\sin z + b_2\cos z + c_2 z + d_2.$

Die symmetrischen Teile der Lösung, die sich an die Konstanten b und d binden, dürfen hier nicht ohne weiteres gestrichen werden; es zeigt aber die Bedingung, daß für $z = 0$ sowohl für den linken, als auch für den rechten Teil der Lösung $M = 0$ sein muß, daß

$$b_1 = b_2 = 0$$

ist; d jedoch ist stets von Null verschieden, nur folgt aus $\eta_l = \eta_r$ für $z = 0$

$$d_1 = d_2.$$

Nun bekommt man

$$\eta_{l,r} = a_{1,2}\sin z + c_{1,2}\,z + d + \beta\left[a_{1,2}\left(\frac{1}{2}z^3\cos z - \frac{7}{4}z^2\sin z - \frac{15}{4}z\cos z\right) - \frac{2}{3}c_{1,2}z^3\right]$$

$$M_{l,r} = a_{1,2}\sin z + \beta\left[a_{1,2}\left(\frac{1}{2}z^3\cos z + \frac{1}{4}z^2\sin z + \frac{1}{4}z\cos z - 4\sin z\right) + 4\,c_{1,2}\,z\right]$$

dem Zeiger l entspricht der Index 1, dem Zeiger r der Index 2. Aus der Bedindung, daß für $z = +x \ldots \eta_l{}^x = 0$, $M_l{}^x = 0$ für $z = -x \ldots$ $\eta_r{}^{-x} = 0$, $M_r{}^{-x} = 0$ sein muß, ergeben sich vier Gleichungen zur Bestimmung von a_1, a_2, c_1, c_2, d. Die zu ihrer eindeutigen Berechnung noch fehlende 5. Gleichung folgt daraus, daß für $z = 0$

$$\xi_l{}^0 - \xi_r{}^0 = 0$$

sein muß, wenn der Zusammenhang des ganzen Tragwerkes nicht gestört werden soll. Damit ergibt sich nach einigem Umrechnen:

$$(23)\quad \left\{ \begin{aligned} &(a_1 - a_2)(x\sin x + \cos x - 1) \\ &\quad + (a_1 - a_2)\,\beta\left[A(x) - \frac{41}{4}\right] \\ &\quad + (c_1 - c_2)\cdot\frac{1}{2}x^2(1 - \beta\,x^2) = 0 \end{aligned}\right.$$

$$A(x) = \frac{1}{2}x^4\cos x - \frac{9}{4}x^3\sin x - 7x^2\cos x + \frac{41}{4}x\sin x + \frac{41}{4}\cos x.$$

Diese Gleichung ist für $a_1 = a_2$, $c_1 = c_2$ von selbst erfüllt, da ja für den Fall der Stetigkeit der Lösung, wie er beim Zweigelenkbogen auftritt, auch $d = 0$ ist und zur Ermittlung der beiden Konstanten a und c zwei Gleichungen genügen. Nach Elimination von $(c_1 - c_2)$ geht Gl. 23 über in

$$(a_1 - a_2)\left[+x\sin x + \beta\left(\frac{1}{2}x^4\cos x - \frac{3}{4}x^3\sin x + \frac{1}{4}x^2\cos x - 12x\sin x - 8\cos x + 8\right)\right] = (a_1 - a_2)\,B(x) = 0,$$

die übrigen Randbedingungen liefern ebenso wie bei stetiger Lösung

$$(a_1 + a_2)\left[\sin x + \beta\left(\frac{1}{2}x^3\cos x - \frac{5}{12}x^2\sin x + \frac{1}{4}x\cos x - 8\sin x\right)\right] = (a_1 + a_2)\,C(x) = 0,$$

ganz entsprechend der Gl. 17 für $a_1 = a_2$. Zwei Bedingungen von der Form

$$B(x)\,(a_1 - a_2) = 0$$
$$C(x)\,(a_1 + a_2) = 0$$

kann nur gleichzeitig entsprochen werden, wenn

$$B(x)\cdot C(x) = 0$$

ist. Nach Ausführung dieser Rechnung erhält man als Bestimmungsgleichung für x

$$(24)\quad \left\{\begin{aligned} &x\sin^2 x + \beta\left(x^4\cos x\sin x - \frac{7}{6}x^3\sin^2 x\right.\\ &\quad + \frac{1}{2}x^2\cos x\sin x - 20x\sin^2 x - 8\sin x\cos x\\ &\quad \left. + 8\sin x\right) = 0. \end{aligned}\right.$$

Als Lösung von (24) kommt zunächst

$$\sin x = 0 \qquad x = 0,\ \pi,\ 2\pi \ldots \nu\pi$$

in Frage. Es muß aber noch gezeigt werden, ob durch Nullsetzen des Ausdruckes

$$x\sin x + \beta\left(x^4\cos x - \frac{7}{6}x^3\sin x + \frac{1}{2}x^2\cos x - 20x\sin x - 8\cos x + 8\right) = 0$$

nicht ein noch kleinerer Wert für x bestimmt ist. Daß dies der Fall ist, wird später an einem Beispiel gezeigt werden. Berücksichtigt man, daß $\beta = \frac{\vartheta}{x^2}$, so erhält man nach einigem Umrechnen den Ausdruck

$$(25)\quad \left\{\begin{aligned} &\operatorname{tg} x + \frac{3\vartheta\,[x^2(2x^2+1) + 16(\sec x - 1)]}{x\,[x^2(6 - 7\vartheta) - 120\vartheta]}\\ &\qquad = \operatorname{tg} x + f_2(x) = 0. \end{aligned}\right.$$

aus dem am einfachsten auf zeichnerischem Wege der kleinste Wert von x bestimmt werden kann.

Beispiel.

Der Bogen, den R. Mayer zu seinen Knickversuchen verwendete, die in seinem Buche „Die Knickfestigkeit", Berlin 1921, Julius Springer, ausführlich beschrieben sind, hatte eine Spannweite von $l = 180$ cm, eine Pfeilhöhe von $f = 24$ cm, ein Trägheitsmoment auf die wagerechte Achse bezogen, von 0,1343 cm⁴. Das Elastizitätsmaß des Versuchsbaustoffes gibt er mit 2 000 000 kg/cm² an. Damit ist

$$\vartheta = 8\left(\frac{f}{l}\right)^2 = 0{,}142.$$

Die Auflösung der Gl. 19 geschieht am raschesten auf zeichnerischem Wege; man sucht den Schnitt der Linien $\operatorname{tg} x$ und $f(x)$, was sich ohne viele Mühe durchführen läßt, da man weiß, daß x in der Nähe von π liegt. Mit Vorteil benutzt man zum Auftragen von $\operatorname{tg} x$ die fünfstelligen Tafeln der Kreis- und Hyperbelfunktionen von K. Hayashi, Berlin 1921. Für den Zweigelenkbogen erhält man $x = 2{,}88$ bezw. $x^2 = 8{,}29$. Damit ist der Knickschub H_x nach (20)

$$H_x = \frac{4\cdot 8{,}29\cdot 2\,000\,000\cdot 0{,}1343}{180^2} = 275\text{ kg}.$$

Bei dem Versuch von R. Mayer war der H-Schub an der Knickgrenze 265 kg, so daß sich eine Abweichung von 10 kg oder rd. 4% ergibt, ein Beweis, daß der Versuch mit großer Sorgfalt und unter geschickter Vermeidung aller störenden Einflüsse durchgeführt wurde. In meiner Abhandlung „Zur Knickung parabolisch gekrümmter Stäbe", Melan-Festschrift, F. Deuticke, Wien 1923, hatte ich unter der Näherungsannahme für $M = H\cdot\eta$ eine Formel zur Berechnung von x entwickelt, die für den Mayerschen Versuchsbogen den Wert $H_x = 316$ kg, also um 15% zu groß ergab. Es war immerhin überraschend, daß eine so häufig verwendete Näherung für M derartig von der genauen Rechnung abweichende Ergebnisse lieferte.

Für den eingespannten Bogen erhält man aus Gl. 22 auf demselben zeichnerischen Wege für $x = 4{,}28$ bezw. $x^2 = 18{,}32$. x muß nach den früheren Untersuchungen in der Nähe von $\frac{3}{2}\pi$ liegen. Es ist

$$H_x = \frac{4\cdot 18{,}32\cdot 2\,000\,000\cdot 0{,}1343}{180^2} = 608\text{ kg}.$$

Eine experimentelle Bestimmung der Knickbelastung besteht meines Wissens nicht. Sie muß sich aber zu der des Zweigelenkbogens verhalten ungefähr wie $\pi^2 : \left(\frac{3}{2}\pi\right)^2$ oder wie $1 : {}^9/_4$; es ist ${}^9/_4\cdot 275 = 618$ kg, wodurch obiger Wert wahrscheinlich wird.

Beim Dreigelenkbogen liefert die Theorie aus der Lösung der Gl. 25 den Wert $x = 2{,}59$ bezw. $x^2 = 6{,}71$; damit ergibt sich

$$H_x = \frac{4\cdot 6{,}71\cdot 2\,000\,000\cdot 0{,}1343}{32\,400} = 222\text{ kg}.$$

Die Knickbelastung des Dreigelenkbogens ergibt sich folglich für dieses Beispiel um 24% kleiner als die des Zweigelenkbogens gleicher Form.

Bei dem Mayerschen Versuch entsprach der Knickbelastung ein H-Schub von 195 kg, was eine Abweichung von Theorie und Versuch von 27 kg oder 14% bedeutet; zweifellos ist dieses Ergebnis unbefriedigend. Es findet zum Teil seine Erklärung darin, daß bei der Versuchsanordnung die Belastung keine gleichmäßig verteilte war, folglich den Voraussetzungen der Theorie nicht ganz entsprach; anderseits mag die Ursache des Unterschiedes auch darin liegen, daß der Versuchsbogen mit dem Pfeilverhältnis von $\frac{24}{180} \approx \frac{1}{7}$ wohl schon an der Grenze des Geltungsbereiches dieser Entwicklungen steht, die ja nur für flache Bögen mit großer Genauigkeit Geltung haben. Es wäre notwendig, zur besseren Bestätigung der abgeleiteten Beziehungen die Knickversuche mit flacheren Bogen zu wiederholen.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. August erschienene Heft 16 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr. techn. Franz Urwalek und Ing. Walter Barthelt: Eisenbeton in Kleinpolen und Schlesien. — Prof. Dr.-Ing. E. Kammer: Hilfstafeln zur Berechnung des Balkens über drei ungleichen Öffnungen. — Oberingenieur F. Lange: Neuerungen auf dem Gebiete der Betoneisen-Bearbeitung. — Ingenieur Gotthard Escher: Die neuen italienischen Vorschriften über hydraulische Bindemittel und Bauwerke in Eisenbeton.

Eine Güterumschlag-Verkehrswoche. Der Nutzen aller Verbesserungen der Güterbeförderungsmittel kann erhöht werden, wenn der Übergang oder Umschlag von einem Verkehrsmittel auf das andere glatt und fließend stattfindet. Der Einfluß der Wirtschaftlichkeit der Güterumschlaganlagen auf die Preisbildung von industriellen Erzeugnissen ist also deutlich ersichtlich. Um diese Tatsache weiten Kreisen der Industrie und Wirtschaft vor Augen zu führen, veranstaltet der Verein deutscher Ingenieure im September d. J. eine Tagung, auf der hervorragende Fachmänner des In- und Auslandes in Berichten ihre Erfahrungen der Praxis mitteilen und Wege zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit und damit zur Verbilligung des Güterumschlages zeigen werden. Vom allgemeinen Überblick über Verkehrs- und Güterumschlagfragen bis zu den einzelnen Einrichtungen für Sonderzwecke werden etwa 50 Vorträge zur Erreichung dieser Ziele dienen. Kurze technische Filme von Güterumschlageinrichtungen sollen außerdem vorgeführt werden.

Alle Kreise der Industrie und des Handels, sowie des gesamten Verkehrswesens haben klar erkannt, daß gerade jetzt die Übermittlung

der Erfahrungen führender Fachmänner für die Fortentwicklung der deutschen Technik von außerordentlicher Bedeutung sein werden. Die Behandlung der wichtigen Fragen des neuzeitlichen Güterumschlages bietet aber auch für den bereits im Berufsleben stehenden Nachwuchs aller technischen Kreise eine gute Gelegenheit, die Probleme und ihre Lösungen kennen zu lernen, die zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit im Güterumschlag nutzbar gemacht werden sollen.

Die Tagung findet vom 21. bis 24. September in Düsseldorf, am 25. und 26. September in Köln statt. Am 23. September werden die vorbildlichen Güterumschlaganlagen im Duisburg-Ruhrorter Hafen besichtigt. Am Schluß der Tagung, dem 26. September, ist eine besondere Führung durch die Kölner Baufachmesse vorgesehen. Die Geschäftsstelle der Tagung befindet sich im Ingenieurhaus, Berlin NW 7.

Die 56. Hauptversammlung des Zentralvereins für Deutsche Binnenschiffahrt fand in München am 9. Juli 1925 unter starker Beteiligung aus allen Teilen des Reiches statt. Auch aus Österreich, Ungarn und Holland waren Vertreter erschienen, und sogar aus Rußland waren drei Ingenieure im Flugzeug herübergekommen. Der Vorsitzende, Generaldirektor Dr. Ott, gab einen Überblick über die Tätigkeit und die Ziele des Zentralvereins. Darauf übermittelte der Reichsverkehrsminister Dr. Krohne dem Verein die besten Wünsche der Reichsregierung. Er entwickelte die Aufgaben, die das Reichsverkehrsministerium nach Abtrennung der Reichsbahn zu erfüllen haben wird, um den höchsten Grad der Wirksamkeit der Verkehrsmittel auf der Schiene, auf dem Wasser, in der Luft und auf der Landstraße zu erreichen. Die Lage der Binnenschiffahrt mache ihm besondere Sorgen, und er würde es begrüßen, wenn in der Frage der Tarife eine verständnisvolle Zusammenarbeit zwischen Binnenschiffahrt und Reichsbahn sich erzielen ließe. Die finanzielle Ohnmacht des Reiches erfordere Einschränkung im Bau neuer Wasserstraßen, aber die notwendigen Verbindungen, insbesondere der Mittellandkanal, müssen zur Ausführung gelangen. Namens der bayerischen Staatsregierung begrüßte Staatssekretär Dr. Schmidt die Versammlung und betonte, daß auch Bayern ein schiffahrttreibendes Land sei, das an der Verwaltung der Wasserstraßen gern teilnehme und die Verbindung von Rhein und Donau nach Kräften fördern werde. Nachdem Stadtrat Dr. Konrad den Willkommengruß der Stadt München gesprochen hatte, nahm Staatssekretär Vogt als Vertreter der Reichsbahn das Wort und betonte die engen Beziehungen, die zwischen Eisenbahn und Schiffahrt bestehen. Beide Verkehrsmittel dienen der deutschen Volkswirtschaft und sollten nicht gegeneinander, sondern miteinander arbeiten. Angesichts der noch ungeklärten Frage der Umschlagtarife fanden seine Ausführungen besondere Beachtung.

Oberbürgermeister a. D. Dr. Most-Duisburg hielt darauf einen Vortrag über die Organisation der Reichswasserstraßenverwaltung und die Wünsche der Binnenschiffahrt. Die Wasserstraßenpolitik müsse auf Grund des Art. 97 der Reichsverfassung einheitlich, großzügig und planmäßig betrieben werden. Dem Reiche sei zwar das Eigentum und die Verwaltung der Reichswasserstraßen übertragen, ihm sei aber nicht die Möglichkeit gegeben, sein Recht und damit seine Pflicht sinngemäß auszuüben. Der gegenwärtige Zustand sei unhaltbar. Von einigen Ländern, insbesondere von der Landwirtschaft, werde sogar die Aufhebung des Art. 97 verlangt. Der Vortragende stellte sich auf den entgegengesetzten Standpunkt und gab dem dringenden Wunsche Ausdruck, daß die in der Reichsverfassung getroffene Regelung unter keinen Umständen eine Abschwächung erfahren dürfe, vielmehr müsse auch in den unteren und mittleren Instanzen der Verwaltung die unbedingte Sicherheit für eine einheitliche Reichswasserstraßenpolitik gegeben werden.

Den zweiten Vortrag hielt Staatsrat Dr. v. Graßmann, und zwar über die wirtschaftliche Bedeutung der Bauten der Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft. Nach einem geschichtlichen Überblick über die bayerischen Kanalpläne betonte er, daß dem mächtigen Umfange der Rhein-Main-Donau-Großschiffahrtstraße die gewaltige volkswirtschaftliche Bedeutung dieses neuen Verkehrsweges entspräche. Die Verbindung der beiden größten Ströme Europas in neuzeitlichen Ausmaßen werde ein Gebiet von etwa 200 km zu beiden Seiten der über 3000 km langen Schiffahrtstraße beeinflussen und den Güterverkehr zwischen den Niederlanden, Süd- und Westdeutschland, Österreich und den übrigen Donaustaaten bis nach Rumänien und Bulgarien erfassen. Sie bedeute also eine dauernde Stärkung dieser Wirtschaftsgebiete und eine kulturell und politisch hochbedeutsame Schöpfung. Ohne einen gewissen Optimismus könne man an die Lösung der großen Aufgabe nicht herangehen, aber er glaube an Deutschlands Zukunft und rufe dem Zentralverein zu: „Helfen Sie uns auch weiter bei unserm Werk!“. Anschließend daran sprach Oberbaudirektor Prof. Dantscher über die technische Seite der im Bau begriffenen Großschiffahrtstraße. Die Kanalisierung des Mains von Frankfurt bis Aschaffenburg war die Vorbedingung für die Weiterführung des Schiffahrtweges vom Rhein zur Donau. Eins war sicher, daß der Industrie- und Handelsplatz Nürnberg berührt werden müsse, aber nicht weniger als 40 Linien wurden untersucht, um die beste Lösung zu finden. Die endgültige Linie verfolgt den Main bis Bamberg, aber unter Abschneidung der einen Mainschleife durch einen Seitenkanal im Werntal. Von Bamberg aus führt sie in Richtung auf Nürnberg über den Jura zur Altmühl und dann hinab nach Kelheim an die Donau, die bis zur Reichsgrenze unterhalb Passau verfolgt wird. Die Gesamtlänge beträgt 607 km, wovon 220 km auf den Main, 172 km auf den Verbindungskanal und 215 km auf die Donau entfallen. An der Westrampe ist von Aschaffenburg bis zur Scheitelhaltung eine Höhe von 296 m mit 37 Stufen zu ersteigen, nach Osten sinkt die Wasserstraße in 13 Stufen um 126 m ab. Die Wasserversorgung der Scheitelhaltung geschieht vom Lech aus mittels eines Zubringerkanals von 89 km Länge. Dabei wird mehr Wasser übergeleitet, als für die Schiffahrt notwendig ist, so daß die überschießende Menge in allen Staustufen bis nach Aschaffenburg zur Wasserkraftnutzung herangezogen werden kann. Ende 1921 wurde die Rhein-Main-Donau-A.-G. gegründet; sie trat 1922 energisch in den Bau ein und begann mit dem Ausbau der Kachletstufe in der Donau bei Passau und mit der Main-Staustufe Viereth bei Bamberg. Der Bau von Viereth ist heute erledigt und die Anlage dem Betrieb übergeben. An der Donau handelt es sich darum, von unten herauf den Strom sobald wie möglich bis Regensburg für die Großschiffahrt herzurichten. Diese Aufgabe zerfällt nach der Natur des Stromes in zwei Teile. Von Regensburg bis Vilshofen muß eine Niedrigwasserregulierung stattfinden, von dort bis Passau, wo die Donau eine felsige Strecke durchströmt, muß sie kanalisiert werden. Das geschieht durch die große Staustufe bei Passau, die den Donauspiegel um 9,5 m hebt und damit bis Vilshofen hinauf alle Stromschnellen überstaut. Im Zusammenhang mit dem Stauwehr werden zwei Schiffsschleusen von 230 m Kammerlänge und 24 m Torweite sowie ein Kraftwerk von 42 000 PS mittlerer Leistung ausgeführt. Dieses Kachletbauwerk ist wohl derzeit die größte derartige Bauausführung in Deutschland, ihre Besichtigung soll den Abschluß der Tagung bilden.

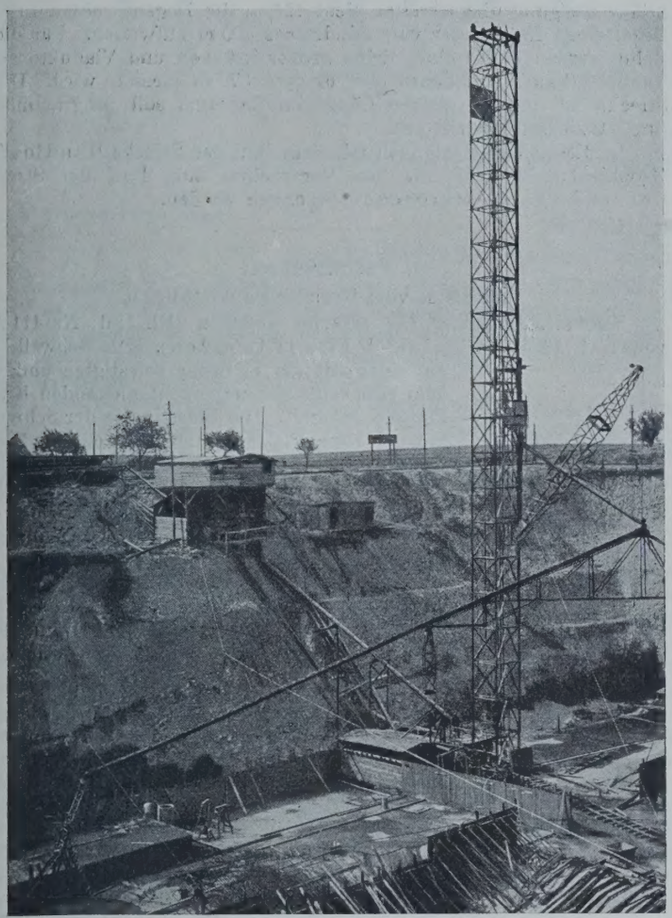
Nachdem noch der österreichische Oberbaurat Erben an Hand zahlreicher Lichtbilder den Donauhafenentwurf der Stadt Krems besprochen hatte, gelangte auf Antrag von Dr. Schmitz-Duisburg die folgende Entschließung zur einstimmigen Annahme:

„Der Zentralverein für Deutsche Binnenschiffahrt begrüßt die Erklärung des Vertreters der Reichsbahn über das notwendige und künftig bessere Zusammenarbeiten zwischen Wasserstraßen und Reichsbahn und mißt dieser Erklärung eine ganz besondere Bedeutung bei, da sie ihre Grundlage in den eben beendeten Beratungen des Verwaltungsrats der Reichsbahn über die Frage der Wasserumschlagtarife hat. Die Einführung und Erweiterung dieser Tarife ist für die Entwicklung des deutschen Wasserstraßenverkehrs, wie für das deutsche Binnenschiffahrt- und Hafenwesen — gerade angesichts seiner Notlage — von derart ausschlaggebender Bedeutung, daß der Zentralverein es als seine Pflicht erachtet, am Tage seiner Hauptversammlung der bestimmten Erwartung Ausdruck zu geben, daß nunmehr in ganz kurzer Frist der systematische Ausbau der Wasserumschlagtarife praktisch durchgeführt wird.“

An dem Festmahl in dem Bankettsaal des Künstlerhauses beglückwünschte der bayerische Ministerpräsident Dr. Held den Zentralverein zu dem glänzenden Verlauf seiner Tagung, die auch für die Wirtschafts- und Verkehrsinteressen Bayerns fruchtbar sein werde. Wir seien in Deutschland bei dem Daniederliegen unserer Wirtschaft darauf angewiesen, alle Wirtschaftsinstrumente, besonders das Verkehrsinstrument, in den Dienst des Vaterlandes zu stellen. Es gebe verschiedene Aufgaben des Verkehrs, die ihrer Natur nach von der Eisenbahn nicht erfüllt werden können. Bayern habe die große Aufgabe, die Donau für den Verkehr flott zu machen und die Verbindung mit dem Rhein herzustellen. Der Redner gab dem Wunsche Ausdruck, es möge sich das Verhältnis zwischen Eisenbahn und Binnenschiffahrt so innig gestalten, daß dem gesamten deutschen Vaterlande und seinem Wiederaufstieg gedient wird. Am nächsten Tage fand trotz der ungünstigen Witterung der Ausflug nach Passau statt, bei dem die im Bau begriffene Kachletstufe besichtigt wurde. Contag.

Gußbetonanlage bei Schleuse Anderten. Die nachstehend abgebildete Gußbetonanlage findet bei dem Bau der Schleuse Anderten Verwendung. Ihre stündliche Leistung beträgt 40 m^3 abgebundenen Betons bei einem Arbeitsfelde bis zu rd. 60 m Höhe und bis zu rd. 120 m im Umkreis.

Derartige Anlagen sind, wie bekannt, in Amerika seit längerer Zeit im Gebrauch und haben sich dort gut bewährt. Infolge ihrer hohen Wirtschaftlichkeit — selbst bei mittelgroßen Bauten — bürgern sie sich in immer größerem Umfange auch bei uns ein. Ihr Vorzug besteht vor allen Dingen darin, daß der Standort der Betonmischmaschine nicht verändert zu werden braucht und daß die gesamten Rohstoffe vom Beginn bis zur Fertigstellung des Baues an



einer Stelle verarbeitet werden können. Ferner fällt das häufige Umlegen der Feldbahngleise weg.

Die Abbildung zeigt unseres Wissens die erste von einer deutschen Firma gebaute, in Deutschland zur Verwendung kommende Anlage; sie ist von der Lauchhammer Rheinmetall A.-G., Berlin NW 6, geliefert worden. Ähnliche Anlagen können natürlich, den jeweiligen Verhältnissen angepaßt, auch für jede andere Leistung hergestellt werden.

Neue Hochbrücke über den Tyne in Newcastle. Newcastle on Tyne in England besitzt bis jetzt außer einer Eisenbahnbrücke zwei Straßenbrücken über den Tyne, eine Drehbrücke und eine Hochbrücke. Die Zufahrten zu der Drehbrücke sind ungewöhnlich steil, haben Neigungen von 1:10 und 1:8 und sind für den Fahrverkehr höchst unbequem. Dieser zieht deshalb die Hochbrücke vor, die aber infolgedessen überlastet ist. Die Bruderstädte Newcastle und Gateshead, die sich am Tyne gegenüberliegen, haben sich deshalb mit Unterstützung durch das englische Verkehrsministerium entschlossen, eine neue Hochbrücke für den Straßenverkehr zu bauen. Die neue Brücke erhält die möglichst günstige Lage zum Geschäftsviertel beider Städte. Beistehend sind Aufriß und Querschnitt sowie Lageplan im Bilde gegeben. Der Tyne wird mit einem einzigen Bogen von rd. 165 m Spannweite überbrückt, der der weitestgespannte Bogen des Landes sein wird. Die Fahrbahn liegt auf dem mittleren Teil der Brücke wagerecht, in den beiden Zufahrten in 1:72 und 1:125 Steigung. Die Durchfahrthöhe beträgt mindestens 25,6 m. Die Fahrbahn erhält eine Breite von 11,6 m, jeder Fußweg eine solche von 2,74 m. Die gesamte Brückenbreite stellt sich auf 17,1 m. In die Mitte der Fahrbahn werden Straßenbahngleise eingelegt.

Bei der Berechnung der Überbauten sind nicht nur die Vorschriften des Verkehrsministeriums für die Belastung von Straßenbrücken zugrunde gelegt, sondern auch noch Einzellasten bis zu 100 t auf vier Rädern eingeführt worden.

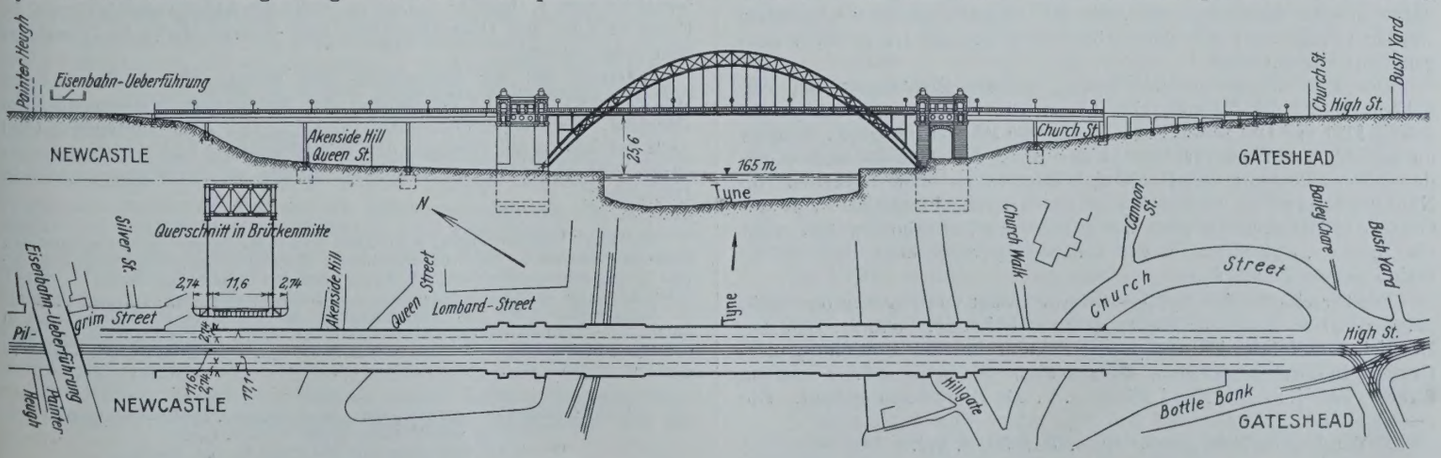
Die Ausschreibung brachte Angebote zwischen 570000 und 740000 £. Der Bau ist an die billigste Firma vergeben worden und soll in kurzem in Gang kommen. Die Bauzeit ist auf drei Jahre angesetzt.

Einschließlich Grunderwerbs und anderer Nebenkosten wird sich die neue Brücke auf rd. 1 000 000 £ stellen. Zwei Drittel davon hat das Verkehrsministerium übernommen, ein Drittel mußten die beteiligten Stadtbezirke im Verhältnis ihrer Leistungsfähigkeit übernehmen. Gl.

Schweizer Brückenbau. Die Schweizer Bundesbahnen bauen, wie wir einem Aufsatze von Bühler in der D. A. Z. entnehmen, anläßlich der Elektrisierung ihrer Linien eine große Zahl eiserner Brücken um. Verstärkungen für den zu erwartenden Verkehr der näheren Zukunft (Achsdrücke von 20 t und Laufmetergewichte von 7 t) kommen bei den vorhandenen Bauwerken zur Ausführung, wenn sich eine befriedigende Lösung findet und keine großen Kosten aus diesen Arbeiten erwachsen. Wo diese beiden Bedingungen nicht erfüllt sind, werden Um- oder Neubauten vorgezogen. In diesen Fällen werden der Berechnung der Bauten höhere Belastungen (Achsdrücke von 25 t und Laufmetergewichte von 11 t) zugrunde gelegt. Auf der Transitlinie Basel—Chiasso könnten heute Züge von Großgüterwagen (mit je 75 t Ladegewicht), wie sie gegenwärtig in Deutschland zur Einführung gelangen, befördert werden. Bis 1929 wird die Hälfte der Linien der schweizerischen Bundesbahnen, rd. 1600 km, elektrisch betrieben werden. Die damit verbundenen Ausgaben für die Verbesserung der Tragfähigkeit der Eisenbahnbrücken werden rd. 40 Mill. Franken betragen, womit einem künftig gesteigerten und beschleunigten Verkehr (Schnellverkehr) die Wege geebnet und dessen Wirtschaftlichkeit durch möglichste Verminderung der Unterhaltungskosten gesichert werden soll.

Sehr wirksame Verstärkungen eiserner Brücken, nämlich Verstärkungsbogen mit künstlicher Anspannung, sind vielfach auf der Gotthardlinie ausgeführt worden. Über ihre ästhetischen Wirkungen sind die Auffassungen geteilt. Bei den Umbauten kommt stets die Auswechslung der zu schwachen Überbauten gegen neue eiserne Tragwerke in erster Linie in Betracht, so z. B. bei der Limmatbrücke bei Wettingen-Baden und der Rhônebrücke bei Riddes, oft auch unter Berücksichtigung neuzeitlicher Forderungen in flußbautechnischer Hinsicht, wie z. B. bei der Reußbrücke in der Fluhmühle bei Luzern, bei der die Anzahl der Öffnungen von 5 auf 3 vermindert wurde. Die neueren Bestrebungen der schweizerischen Bundesbahnen nach vermehrter Berücksichtigung der Massivbrücken beim Umbau vorhandener eiserner Brücken hat zur Anwendung weiterer beachtenswerter Bauausführungen Veranlassung gegeben. Unter Beibehaltung des vorhandenen Unterbaues der eisernen Brücken werden gegenwärtig in gewölbte Brücken umgebaut die Viadukte bei Le Day-Vallorbe und bei Grandfey-Freiburg.

Auch eine große Anzahl Straßenbrücken, die den kantonalen Behörden unterstellt sind, sind gegenwärtig im Bau. Der zunehmende Kraftwagenverkehr, der Wunsch nach besseren Verbindungen der vielfach durch tiefe Täler und Schluchten getrennten Bevölkerung



sowie die infolge der Ungunst der Verhältnisse lange ergebnislosen Bestrebungen von städtischen Baugruppen nach verbesserten Zu- oder Ausgängen haben trotz der schlechten Zeiten die Ausführung mancher Brückenbauten erzwungen. Dies wurde meistens dadurch ermöglicht, daß vor einigen Jahren, als die wirtschaftlichen Verhältnisse noch immer trostlos erschienen, die politischen Behörden aus den für Notstandsarbeiten bewilligten Geldern auch für Brückenbauten namhafte Beiträge, bis zu 30 %, bewilligten. Dem Eisen war es allerdings nicht mehr beschieden, wie in früheren Zeiten, sich gerade bei den großen Straßenbrücken als Baustoff durchzusetzen. Die infolge schlechter Erfahrungen nicht ganz unberechtigte Furcht vor großen Unterhaltungskosten und vor zu wenig steifen, also leichten Brücken, sowie schließlich der Wunsch des notleidenden Landes, mit seinen eigenen Hilfsquellen auszukommen, ließen den Vorzug den Massivbrücken aus Stein oder leicht bewehrtem Beton geben. Als eine solche Brücke ist zu nennen die Rhônebrücke in Genf, die die Erschließung zweier Stadtteile in die Wege leiten soll. Auf ihrem unteren Stockwerk war ursprünglich geplant, eine doppelspurige Eisenbahn zu überführen. Da aber der Bahnbau zurückgestellt wurde und voraussichtlich an anderer Stelle zur Ausführung gelangen wird, so hat die aufgesetzte Bogenstellung keine Berechtigung mehr. In Freiburg sind zwei hervorragende Brücken ausgeführt worden, nämlich die Perollesbrücke, die einen neuen Zugang zur Stadt schafft, und die Zähringerbrücke,[1]) die, als Ersatz der zu schwachen großen Hängebrücke, den alten Stadtteilen zu neuer Belebung verhelfen wird. Ferner nähern sich im Kanton Appenzell mehrere ausgezeichnete Brückenbauten der Fertigstellung.

Neue Eisenbahnbauten in der Tschechoslowakei. Die staatliche Eisenbahnverwaltung führt nach der „Prager Presse“ gegenwärtig den Bau von zwei wichtigen Eisenbahnstrecken aus, und zwar der Strecken Veselí n. M.—Nové Město n. V. und Vsetín—Bylnice-Brumov. Die erste Strecke ist 68,7 km lang. Ihre größte Steigung beträgt 12 %, und der kleinste Halbmesser der Krümmungen soll nicht kleiner sein als 400 m. Nur ausnahmsweise wird eine Steigung von 13 % und ein Halbmesser von 300 m zugelassen. Die Bahn zweigt von der Station Veselí n. M. der Eisenbahnlinie Brünn—Wlara-Paß ab und führt über Velká Blatnice, Lípov, Velká und Vrbovce nach Myjava und von hier aus über Poradje, Stará Tura, Kostolna und Čachtice nach Nové Město n. V. der Eisenbahnlinie Galanta—Čilina. Auf dieser im Bau befindlichen Strecke wurden die Bauarbeiten in Bauabschnitten von Veselí n. M. angefangen über Myjava bis Poradje bereits vergeben. Der restliche Teil der Strecke wird wahrscheinlich Ende des Jahres 1925 vergeben werden.

Der bedeutendste Kunstbau auf der Strecke ist der Tunnel unterhalb Polana, dessen Bau am 8. Juli 1923 begonnen wurde. Dieser Tunnelbau wurde anfangs in eigener Regie der Eisenbahnverwaltung ausgeführt, Ende desselben Jahres wurde er jedoch an die Firma Ing. I. V. Velflík vergeben. Der Tunnel durchbricht die Weißen Karpathen in der Richtung Nordwest—Südost und wird bei seiner Länge von 2420 m der längste Tunnel in der Tschechoslowakei sein. Die Achse des Tunnels ist, bis auf einen kleinen gekrümmten Teil am südöstlichen Ende, geradlinig. Der Gipfel der Polana befindet sich noch 180 m über dem Tunnelscheitel.

Der Tunnelbau wird in diesem Frühjahr in vollen Gang gebracht werden und, wenn keine unvorhergesehenen Hindernisse entstehen, Ende des Jahres 1926 beendet sein. Der Tunnel geht durch sogenannte obere hieroglyphische Schichten, die aus grauem, braunem und blauviolettem Tonschiefer bestehen und als Zwischenschichten den Karpathensandstein von blaugrauer und rotgelber Farbe enthalten. Aus dieser geologischen Zusammensetzung ist ersichtlich, daß beim Bau des Tunnels mit starkem Gesteinsdruck zu rechnen sein wird und daß daher sowohl die Stollen als auch die vollen Ausbrüche abgestützt werden müssen und die Tunnelröhre ihrer ganzen Länge nach ausgemauert werden muß.

Der Bau wurde durch Führung unterer Richtungsstollen von beiden Seiten des Tunnels eingeleitet; diese Stollen messen gegenwärtig 1791 m. Die Maschinen von zus. 405 PS werden wegen Mangels an ergiebigeren Wasserkräften in der Nähe des Tunnels und wegen der durch Transport von Kohle sich ergebenden Schwierigkeiten von Naphthamotoren an beiden Seiten des Tunnels betrieben. Von der Größe des Baues, heute eines der größten der Tschechoslowakei, zeugt die Tatsache, daß allein für das Tunnelmauerwerk mehr als 60 000 m³ Steine gebraucht werden.

Die Strecke Vsetín—Bylnice-Brumov zweigt von der Station Vsetín ab, verläuft in südlicher Richtung über Ústí n. B., Polanka, Lidečko, Horní Lideč, Valašské Klobuky und mündet bei der Station Bylnice-Brumov in die Strecke Brünn—Wlara-Paß. Sie wird ebenso wie die Strecke Veselí n. M.—Nové Město n. V. als Hauptbahn gebaut. Die größte Steigung überschreitet nicht 12 %, die Bogen werden in der Regel einen Halbmesser von mindestens 400 m aufweisen. Für diese Bahn werden außer einer Reihe großer Brücken und Viadukte zwei Tunnel erbaut, von denen der längere 870 m messen wird. Diese Strecke ist in ihrer ganzen Länge im Bau und soll programmäßig Ende 1926 fertiggestellt sein.

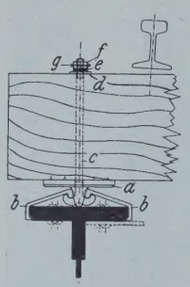
In diesem Jahre soll auch mit dem Bau der Strecke Handlová—Horní Štubňa und mit den Vorarbeiten zum Bau der Strecke Červená Skála—Margecany begonnen werden.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 50, S. 571.

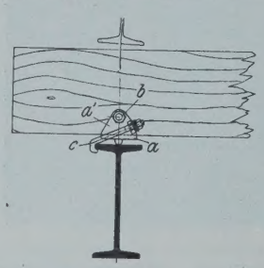
Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

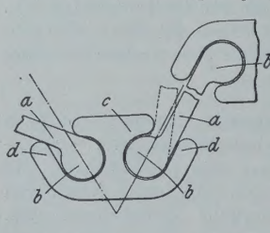
Schwellenlagerung für eiserne Brücken (Kl. 19d, Nr. 411 962 vom 5. 1. 1924 von Heinrich Fitz in Dresden). Die Schwelle ist auf einer mit der Schwelle befestigten und auf dem Brückenträger wagerecht gleitenden Kipp-Platte *a* gelagert. Die Befestigung der Schwelle mit der Kipp-Platte geschieht durch eine Zweihakenschraube *c*, in deren abgerundeten Haken die Enden von den Trägerflansch umfassenden Hakenklammern *b* eingehängt sind. Die Verschiebung der Schwelle auf dem Brückenträger ist durch Lockerung einer Schraube leicht zu erzielen, und beim Auswechseln der Schwelle unter der Schiene ist nach Abschrauben der Mutter die Zweihakenschraube auf dem Trägerflansch durchzustoßen und die Klammerhaken sind seitlich aufzuhängen.



Schwellenlagerung für eiserne Brücken (Kl. 19d, Nr. 411 963 vom 9. 1. 1924 von Heinrich Fitz in Dresden). Zusatz zum Patent 411 962. Bei dieser Lagerung wird die Kipp-Platte *a* mit zwei seitlich an der Schwelle anliegenden Flanschen *a'* versehen, die an den Außenseiten ausladende Ansätze für die Hakenschraube *c* haben. Hierdurch wird die obere Schwellenseite von jeglichen Befestigungsteilen frei, und ein Verlegen der Bahnschienen ist an jeder beliebigen Stelle möglich.



Wellspundwand (Kl. 84c, Nr. 410707 vom 2. 4. 1922 von Ransome Machinery Company (1920) Limited in London). Um nach Einführung der Spundbohlen in die Schloßstücke den Verlauf und die Richtung der Spundwand leicht den jeweiligen Verhältnissen anzupassen, werden die Spundbohlen an beiden Enden mit zylindrischen Wulsten versehen, die tangential an den Bohlensteg anschließen. Die Wulste greifen in die Klauen von Schloßstücken ein, deren Öffnungen kleiner sind als der Wulstdurchmesser, aber größer als die Stegstärke der Spundbohlen.



Personalnachrichten.

Preußen. Mit der Wahrnehmung der Geschäfte eines Staatlichen Kommissars für die Teilnahme an den Diplomprüfungen bei der Technischen Hochschule Aachen in der Abteilung für Bauingenieurwesen ist vom 1. Oktober d. J. ab an Stelle des Abteilungsdirektors a. D. Falck in Köln der Oberregierungs- und -baurat Mahr in Düsseldorf beauftragt worden.

Versetzt ist: der Regierungs- und Baurat (W.) L. Ehrenberg von Schleswig an die Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam, der Regierungsbaurat (W.) Jacoby von Wittenberg (Sa.) nach Rendsburg als Vorstand des Wasserbauamts und der Regierungsbaurat (W.) Saltzmann von Wesermünde an das Wasserbauamt in Düsseldorf.

INHALT: Einrichtungen, Hilfsmittel und Erfahrungen bei beschleunigten Brückenumbauten. — Der Talsperrenbau. — Zur Berechnung der Knickbelastung von Bogenträgern. (Schluß.) — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Eine Güterumschlag-Verkehrswoche. — 5ᵉ. Hauptversammlung des Zentralvereins für Deutsche Binnenschiffahrt in München. — Gußbetonanlage bei Schleuse Anderten. — Neue Hochbrücke über den Tyne in Newcastle. — Schweizer Brückenbau. — Neue Eisenbahnbauten in der Tschechoslowakei. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 28. August 1925 Heft 37

Alle Rechte vorbehalten.

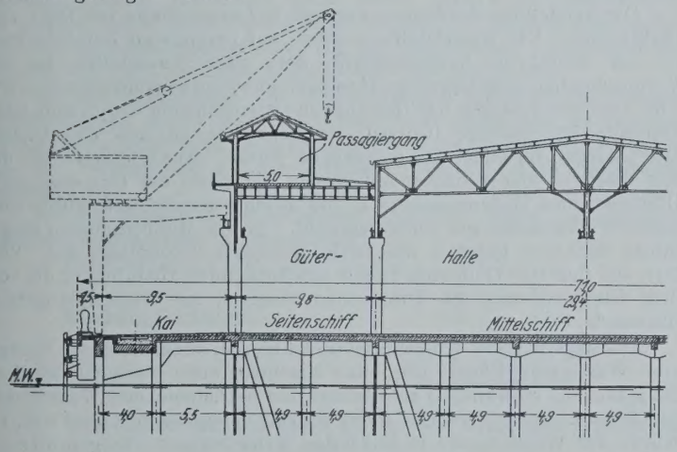
Pieranlage in Manila.

Von Dr.-Ing. **Alfred Berrer,** Tungchi Technische Hochschule, Woosung (China).

Im Rahmen eines großzügigen Hafenausbaues geht die Herstellung eines neuen Piers in Manila der Vollendung entgegen, der die am besten zeitgemäße Hafenanlage in Ostasien werden dürfte. Die nachstehenden Angaben hierüber sind dem Berichte des bauleitenden Hafeningenieurs, E. C. Earle, entnommen.[1])

In betrieblicher Hinsicht ist die Anlage bemerkenswert durch die völlige Trennung von Personen- und Güterverkehr, in baulicher Hinsicht besonders durch die Gründung auf schwere, 25 bis 34 m lange Eisenbetonpfähle, deren Herstellung, Transport und Rammung besondere Maßnahmen erforderte.

Der Pier hat eine Länge von 427 m bei einer Gesamtbreite von 71 m, er gestattet das gleichzeitige Anlegen von vier der größten Ozeanschiffe. Der mittlere Teil des Piers wird auf eine Länge von 382 m von der 49 m weiten dreischiffigen Güterhalle bedeckt, die beiderseits ein offenes Kai von 11 m Breite freiläßt. Die Kais tragen je ein Eisenbahngleis und werden von je 8 Halbportalkranen bestrichen. Der Fußboden von Halle und Kai, auf dessen Höhe sich der Güterverkehr abspielt, ist etwa 3,5 m über M.W. angeordnet. Rd. 9,5 m darüber, etwas höher als die Bordhöhe der großen Transpazifikdampfer, läuft über den äußeren Hallenschiffen je ein gedeckter Personengang, der mit dem Schiffsbord durch eine in den Gleisen der Portalkrane fahrbare Brücke verbunden werden kann. Die Personengänge münden an der Wurzel des Piers in die Empfangs- und Warteräume, die vom ebenerdigen Eingang durch Treppen und Aufzüge erreichbar sind. Die Eingangsfront ist architektonisch ähnlich wie die eines städtischen Bahnhofs-Empfangsgebäudes ausgestaltet. Der Zugang zu den Passagierdecks der Schiffe sticht somit in vorteilhafter Weise von den Dampferanlegestellen der übrigen Häfen Asiens ab, wo die Reisenden nur über Gleise, zwischen Warenstapeln und durch die Reihen der ein- und ausladenden Hafenarbeiter zu den Schiffen gelangen können.



Wie aus der Abbildung zu ersehen, ist für die Bewältigung der Güter durch ein System von Krananlagen ausreichend gesorgt. In der Halle bewegen sich auf vier Kranbahnen 48 Laufkrane mit 2 bis 3 t Tragkraft. Um das etwa 30 m weit gespannte Mittelschiff möglichst übersichtlich zu gestalten, sind die beiden mittleren Kranbahnträger an der Dachkonstruktion aufgehängt.

Die Anordnung der Anlagen für den Warenumschlag sind durch die besonderen Verhältnisse in Manila bedingt. Nur ein geringer Prozentsatz der Güter wird auf die Bahn umgeschlagen, der weitaus größte Teil kommt von den Fabriken oder Lagerhäusern der Stadt oder ist für diese bestimmt; er muß, meist nach Zwischenlagerung in der Güterhalle, durch Lastwagen befördert werden. Dabei ist die im Empfangsgebäude untergebrachte Zollabfertigung zu passieren.

Die Gründungsart des Piers auf Eisenbetonpfählen wurde nach eingehenden Erwägungen und Bodenuntersuchungen gewählt. Die Bohrungen ergaben sehr wechselnde Bodenschichten, die von einer rd. 6 m starken Ablagerung weichen blauen Lehms überdeckt sind. Mit Rücksicht auf die große Menge anfallender Schwergüter war der statischen Untersuchung eine Nutzlast von 1000 Pfund/Quadratfuß (4900 kg/m²) für die Hallen und von 750 Pfund/Quadratfuß (3700 kg/m²) für die Kais zugrunde zu legen. Damit und mit Rücksicht auf die konzentrierten Lasten des Ueberbaues ergab sich die Notwendigkeit, alle 3,35 m eine Reihe von 17 bzw. 25 (unter den Säulenstellungen) Pfählen zu je 100 t Tragfähigkeit zu rammen. Die Pfähle haben durchweg den gleichen quadratischen Querschnitt mit 61 cm Seitenlänge und einer Bewehrung von 8 R.-E. 25 mm Durchm. Die 6 mm starken Bügel sind im mittleren Pfahlteil in 30 cm Abstand angeordnet, an den Pfahlenden aber wesentlich dichter gelegt (23, 15, 8 und 4 cm). Die Längseisen ragen etwa 1 m über das obere Pfahlende heraus, ebenso ein haarnadelförmig gebogenes Eisen, das zum Einhängen in den Schäkel des Hubseils dient. Das Mischungsverhältnis des Pfahlbetons $1 : {}^1/_2 : 3$ war sorgfältig abgestimmt und ergab Würfelfestigkeiten von 250 bis 370 kg/cm² nach 28 bis 40 Tagen. Insgesamt waren 2600 lange Eisenbetonpfähle mit einem Pfahlgewicht bis zu 32 t erforderlich.

Die Pfähle wurden auf einem abseits liegenden Platze hergestellt. Der ziemlich flüssige Beton wurde mittels Kübel eingebracht, die auf Tragseilen zwischen zwei Holztürmen liefen. Die Türme, deren einer die Mischmaschine aufnahm, waren auf je sechs normalspurigen Plattformwagen befestigt, die ihrerseits auf zwei nebeneinanderliegenden Gleisen fahrbar waren, so daß jeder Punkt des Betonierfeldes von den Kübeln bestrichen werden konnte. Nach mindestens zweimonatiger Erhärtung wurden die Pfähle abtransportiert, indem sie durch einen Lokomotivkran an vier bis sechs Punkten gefaßt, in wagerechter Lage angehoben und zum Transportprahm befördert wurden. Die Betonieranlage verarbeitete bis zu 175 m³ Beton täglich, entsprechend der Herstellung von 14 Pfählen.

Für das Rammen der Pfähle war eine schwimmende Riesen-Dampframme von der Bucyrus Co. of Milwaukee, Wisconsin, besonders konstruiert. Der Mäkler dieser Ramme befindet sich an einer Schmalseite des rechteckigen Pontons, der entsprechend der Lastverteilung dort den größten Tiefgang hat und nach der anderen Schmalseite zu flacher wird. Er ist an einem schweren Führungswagen befestigt, der samt dem Mäkler in Längsrichtung innerhalb eines Spielraums von 2,3 m beweglich ist. Die Querbeweglichkeit wird durch die Art und Weise der Befestigung des Mäklers am Führungswagen ermöglicht, und zwar sind die obere und die untere Haltevorrichtung je für sich allein beweglich ausgebildet, dergestalt, daß außer der Parallelverschiebung ein Neigen der Pfähle bis zum Verhältnis 3 zu 1 möglich ist. Auch in dieser Neigung kann der Mäkler seitlich auf 2,75 m bewegt werden. Die Beweglichkeit des Mäklers hat den großen Vorzug, daß der Rammponton nicht durch Verholen genau an die vorgesehene Stelle gebracht werden muß, was viel Zeit beansprucht[2]) und selbst bei mäßigem Seegange kaum ausgeführt werden kann. Damit die Ramme während des Niederbringens der Pfähle unbedingt festliegt, sind an der vorderen Seite zwei, hinten eine, je 20 t schwere Nadeln angeordnet, die bis in die Lehmschicht hineingedrückt werden können, sobald der Pfahl zum Rammen bereit im Mäkler hängt. Zum Anheben der Pfähle sind seitlich des Führungswagens zwei Derricks angeordnet, die den Pfahl zunächst wagerecht vom Prahm heben, sodann langsam in schräge Lage bringen, bis das in die Öse am Pfahlkopf eingehakte Tragseil des Mäklers zur Wirkung kommt. Der Rammbär ist nicht wie bei der Universalramme als Dampfzylinder ausgebildet, sondern mit dem Dampfkolben verbunden. Er schlägt auf eine kräftige Schlaghaube, die auf einer hohl ausgebildeten Jungfer aus Gußstahl sitzt. Die Jungfer wird über die vorstehenden Bewehrungseisen und die Tragöse der Pfähle gestülpt, so daß diese beim Rammen nicht verletzt werden und später in das darüberliegende Plattenbalkensystem eingreifen können.

Die Pfähle wurden mittels Spülens eingebracht. Einige Probepfähle wurden wieder gezogen und zeigten keine wesentlichen Verletzungen durch das Rammen. Eine Anzahl anderer Pfähle wurde durch eine besondere Prüfvorrichtung mit der doppelten Nutzlast belastet, wobei eine Senkung von rd. 11 mm beobachtet wurde.

[1]) The Far Eastern Review, April 1925.

[2]) Diese Erfahrung wurde mit der Riesenramme beim Bau der Lidingöbrücke gemacht, wo der Zeitverlust wegen der geringeren Pfahlzahl jedoch nicht so sehr ins Gewicht fiel.

Die Gesamtkosten des Bauwerks sollen sich auf 4 500 000 Dollar, d. i. 19 Millionen Goldmark belaufen.

Interessant ist der Vergleich der Pfahlabmessungen mit denen der Lidingöbrücke bei Stockholm.[3]) Die Pfähle des vorstehend beschriebenen Bauwerks haben einen Querschnitt von 61 × 61 cm, eine Größtlänge von 34 m und ein Gewicht bis zu 32 t. Die Pfähle der Lidingöbrücke, die als Hohlpfähle von 93 cm äußerem Durchmesser hergestellt und niedergebracht wurden, sind bis 45 m lang und hatten vor dem Ausbetonieren ein Gewicht bis zu 24 t. Überwogen hier die Abmessungen erheblich, so ist dort das Gewicht der Pfähle das größere. Jedenfalls dürften die in den beiden Fällen verwendeten Rammen, jede in ihrer Art, die größten und schwersten der bisher gebauten sein.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 37, S. 405 u. f.

Der Wassergehalt des Gußbetons, auf Grund von Erfahrungen beim Bau der neuen Geestemünder Doppelschleuse.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. E. Weise, Berlin-Schöneberg.

I. Aufgabe.

Der Zweck jeder Betonierarbeit ist, einen Baukörper von bestimmten Formen und mit bestimmten Haupteigenschaften herzustellen. Unter Haupteigenschaften des Betons werden hier seine Druckfestigkeit und Dichtigkeit verstanden. Für eine möglichst vollkommene Erreichung dieses Zieles ist es wichtig, ein brauchbares Mittel zur Vorausbestimmung der Haupteigenschaften eines Bauwerks zu besitzen. Im Gegensatz zu anderen Bauweisen ergibt sich hierbei insofern eine besondere Schwierigkeit, als die Beanspruchungen des Betons nicht von den einzelnen Baustoffelementen für sich bei durchsichtigem Kräfteverlauf aufzunehmen sind, sondern durch ihr Zusammenwirken in einem Verbundkörper von durchaus einmaliger Zusammensetzung, einmalig bezüglich der räumlichen Verteilung der Einzelstoffe und — auch bei sorgfältigster Auswahl — in bezug auf ihre Beschaffenheit. Diese Tatsache des „Einmaligen" und zugleich „Zufälligen" wird noch durch verschiedene, vorher nicht zu erfassende Einflüsse während des Betoniervorganges verstärkt, wie beispielsweise durch Einwirkung der Witterung oder auch durch die Notwendigkeit, Arbeitsfugen anzuordnen. Es kann sich demnach bei Betonbauten von vornherein nur um die Vorausbestimmung von mittleren Haupteigenschaften handeln (siehe „Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton" vom 13. I. 1916, § 3, Anm. 2 und Anhang § 7, Absatz 6).

Der naheliegende und übliche Weg, sich über die mittleren Haupteigenschaften des Betons ein brauchbares Bild zu verschaffen, ist die Herstellung und Untersuchung von Probewürfeln möglichst gleicher Beschaffenheit und Zusammensetzung der Einzelstoffe. Bei Gußbeton ist offenbar dieser Weg gegenüber Stampfbetonuntersuchungen insofern sicherer, als das Bauwerk wesentlich weniger Arbeitsfugen enthält und als sich hier eine dem Bauvorgang entsprechende Durcharbeitung des Betons eher erreichen läßt. Anderseits ist jedoch bei Gußbetonausführungen die Menge des zugesetzten Leitungswassers, der Wasserzusatz, wesentlich größeren Veränderungen unterworfen, vom Zeitpunkte der Wasserbeigabe an bis zur Fertigstellung des Bauwerks. Hinzu kommt, daß bei der Herstellung von Probewürfeln der günstige Einfluß der Zusammendrückung des Gußbetons durch das Schwergewicht hoher Arbeitsschichten fehlt und daß — sofern auf der Baustelle Gießrinnen Verwendung finden — die Probewürfelmischungen schwer in dem entsprechenden Maße eingeschlämmt werden können, wie das bei der fließenden Bewegung in den Gießrinnen geschieht.

Im folgenden soll nun untersucht werden, inwieweit nach den Geestemünder Erfahrungen tatsächlich die Güte von Gußbetonbauwerken, d. h. die Haupteigenschaften des fertigen Betons im voraus durch Probewürfel festgestellt werden können. Zugleich soll an gegebener Stelle die in Geestemünde angewandte Art der Regelung des Wasserzusatzes Beurteilung finden.

Hierzu ist es nötig, den Wassergehalt des Geestemünder Schleusenbauwerks zu ermitteln. Dieser soll im folgenden auf den Zeitpunkt bezogen werden, wo die flüssige Betonmasse an der Verwendungstelle so weit abgebunden ist, daß sie einen festen Betonkörper darstellt. Spätere Veränderungen des Wassergehaltes infolge Verdunstung des im festen Betonkörper noch enthaltenen und mit der Außenluft in Verbindung stehenden, nicht chemisch gebundenen (freien) Wassers und durch Wasseraufnahme beim Annässen des ausgeschalten Betons oder bei Niederschlägen werden demnach aus dem Kreise der Betrachtungen ausgeschlossen.

II. Wasserzusatz und seine Abhängigkeiten.

Um die Grenzen und Abhängigkeiten des Wassergehaltes festzustellen, ist zunächst der Wasserzusatz zu bestimmen. Auch sind alle Einwirkungen, die diesen irgendwie beeinflußt haben, nach Möglichkeit klarzustellen.

Welche Unsicherheit ganz allgemein in der Beurteilung des Wasserzusatzes besteht, mögen einige kurze Auszüge aus Veröffentlichungen zeigen: So sagt z. B. E. Probst:[1])

„Stellt man Probekörper her mit einem dem Gußbeton entsprechenden Wasserzusatz, ohne das Material durch die Rinnen laufen zu lassen, so wird man nicht erwarten dürfen, an derartigen Probekörpern Eigenschaften von Gußbeton studieren zu können." Weiterhin erfährt man über den Wasserzusatz von H. Burchartz:[2])

„Bestimmte Regeln lassen sich über den Zusatz von Wasser nicht aufstellen . . . " „Mittel, um die Richtigkeit des Wasserzusatzes für einen bestimmten Zweck zu überprüfen, sind nicht bekannt.[3])

E. Probst[3]) sagt an anderer Stelle:

„Sowohl bei Hand- als auch bei Maschinenmischung spielt die Anmachwassermenge eine wichtige Rolle. Bestimmte Angaben lassen sich jedoch in dieser Richtung nicht machen . . . " „Je nach dem verwendeten Material und nach dem Zweck des zu verarbeitenden Betons wird man am zweckmäßigsten in jedem gegebenen Falle untersuchen, welcher Wasserzusatz notwendig ist".

In ähnlichem Sinne faßte bereits früher P. Haves[4]) zusammen, daß der Wasserzusatz von „Fall zu Fall festzustellen ist", oder nach Gary[5]) „nach dem Gefühl bestimmt werden sollte".

Die angeführten Äußerungen werden genügen, um die Notwendigkeit zu erweisen, jede Gelegenheit, namentlich bei Gußbetonausführungen, zu benutzen, um den Wasserzusatz und Wassergehalt in ihrer Höhe und ihren Abhängigkeiten nach Möglichkeit zu bestimmen.

Zur Beurteilung der möglichen Abhängigkeiten des Wasserzusatzes — d. h. der Raummenge des dem Betongemenge zugesetzten Leitungswassers — und seiner Feststellung im einzelnen seien der Geestemünder Betoniervorgang und das Verfahren zur Regelung des Wasserzusatzes kurz geschildert:

Die Herstellung des Betons geschah in Geestemünde mit Hilfe von Gießtürmen. Die Einzelstoffe wurden auf besonderen Zufuhrbahnen an die Gießtürme herangeschafft, dort nach Raumteilen bei der Vormischanlage abgemessen und in eingebaute Silos zusammengeschüttet. Von hier aus gelangte das Gemenge in untenstehende Kippwagen oder taschenartige Aufzüge (Gossen), in denen es zu den eigentlichen Mischanlagen im Gießturm aufgezogen wurde. Aus eisernen Silos, die das Mischgut hier zunächst aufnahmen, fiel dann das Gemenge nach Öffnung eines Bodenschiebers in die Mischtrommeln und wurde hier unter Wasserzusatz gut durchgemischt. In die Mischtrommeln eingeführte Schlitten nahmen die fertig gemischte Betonmasse auf. Von hier aus floß der Gußbeton in die anschließenden Gießrinnen, die von dem Gießturm aus, an Drahtseilen hängend, zur Verwendungstelle führten.[6])

Die Regelung des Wasserzusatzes ist hierbei zunächst durch Einbau von Wassermeßgefäßen über den Mischtrommeln versucht worden. Da jedoch ein einwandfrei arbeitendes und betriebssicheres Wassermeßgefäß trotz vieler Versuche nicht schnell genug herzustellen war, so wurde der Wasserzusatz in folgender Weise laufend nachgeprüft:

Unmittelbar vor dem Auslauf der in den Mischtrommeln endenden Wasserzulaufrohre wurde je eine geliehene Wasseruhr eingebaut. Die Wasseruhren wurden jeweils zu Beginn und bei Beendigung des Betonierens der 2 bis 4 m hohen Betonschichten, deren Inhalt genau nach der Anzahl der eingebrachten Betonmischungen errechnet werden konnte, abgelesen. Der Unterschied dieser Ablesungen ergab den jeweiligen Wasserzusatz.

[1]) E. Probst, Untersuchungen mit Gußbeton, „Der Bauingenieur" 1923, Heft 24, S. 642.

[2]) H. Burchartz, Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Auflage, Band II, Berlin 1921, S. 68.

[3]) E. Probst, Vorlesungen über Eisenbeton, Berlin 1917, I. Band, Seite 22.

[4]) P. Haves, Studie über Gußbeton, Berlin 1916, S. 13.

[5]) Gary, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 29.

[6]) S. hierzu die ausführliche Beschreibung des Betoniervorganges in den Veröffentlichungen Arp und Gaye, „Das Gußbetonverfahren beim Bau der Doppelschleuse in Geestemünde und die Erfahrungen mit Gußbeton" im Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Nr. 38, 40, 41, sowie Agatz, „Das Gußbetonverfahren" im Bauingenieur 1923, Heft 9.

Während des Betonierens wurde außerdem der Gußbeton unter folgenden Gesichtspunkten dauernd überwacht:

a) Die Bewegung des flüssigen Mischgutes in den Gießrinnen muß für alle Bestandteile des Betongemenges gleichmäßig vor sich gehen, d. h. ein Voraneilen von gröberen Stoffen wird durch entsprechende Verringerung des Wasserzusatzes, also durch Herstellung einer steiferen Mischung, verhindert.

b) Rinnenverstopfungen lassen auf zu trockenes Betonieren schließen. In diesem Falle wird die Wasserbeigabe entsprechend erhöht.

c) Scheiden sich beim Betonieren an der Oberfläche des Baublocks größere Wassermengen aus, so wird der Wasserzusatz entsprechend verringert.

Auch bildete sich bei den Bedienungsleuten der Mischtrommeln die das in die Gießrinnen abfließende Mischgut ständig vor Augen hatten, sowie bei den Betonarbeitern im Baublock, die in der flüssigen Masse standen und diese zu verteilen und durchzurühren hatten, allmählich im Laufe der Bauausführungen für das Auge ein Maßstab heraus zur Beurteilung des augenblicklichen Wasserzusatzes. So durfte z. B. die Eindringtiefe der im Beton stehenden Arbeiter 35 bis 40 cm nicht übersteigen, wobei zu bemerken ist, daß die Eindringtiefe auch wesentlich von der Größe des betreffenden Baublocks abhängt.

Die Feststellung von gesetzmäßigen Abhängigkeiten des Wasserzusatzes wird nun zunächst dadurch erschwert, daß in dem vorliegenden Falle keine zielbewußt angelegten Versuchsreihen, die auszuwerten wären, vorliegen. Ihre Durchführung wäre zu zeitraubend und kostspielig gewesen. Es handelt sich hier vielmehr um Baustellenbeobachtungen, die nur die während der Betonierarbeit gegebenen zufälligen Verhältnisse zum Gegenstande haben können. Solche Baustellen-Feststellungen werden im Vergleich mit Laboratorium-Untersuchungen als gewissermaßen roh bezeichnet werden müssen, da mit größeren Fehlerquellen der Beobachtungen zu rechnen ist. Denn die praktischen Rücksichten der Bauausführung müssen vielfach den Nebenzweck wissenschaftlicher Forschung in der Wahl günstigster Versuchsanordnungen beeinträchtigen. So ist die Genauigkeit der Wasseruhrablesungen und der Feststellung der diesen Ablesungen entsprechenden Mischungszahl oder die Gleichmäßigkeit der Füllung der Meßgefäße für die Einzelstoffe in der Vormischanlage von der Aufmerksamkeit der mit der Ausführung Beauftragten abhängig. Auch kann der Grad der Zusammenrüttelung der Einzelstoffe in den Meßgefäßen nur bis zu einem gewissen Grade als gleichmäßig angesehen werden. Anderseits bietet jedoch gerade die Untersuchung von tatsächlichen Betoniervorgängen die denkbar beste Gewähr dafür, daß die Beobachtungsergebnisse für die tatsächlichen Verhältnisse der Praxis, nicht nur für Ideal-Anordnungen Geltung haben.

Bei der Errechnung des Wasserzusatzes zur Ermittlung seiner Schwankungen wurde nun die zugesetzte Wassermenge zu den entsprechenden Raumteilen naturfeuchten Gemenges in Beziehung gesetzt, da die Vormischung — wie bereits erwähnt — nach Raumteilen geschah.

Bei den Geestemünder Betonierungsarbeiten kamen die folgenden Mischungsverhältnisse in Anwendung:

a) Portlandzement, für eine Mischung 156 l Zement
60 l Traß
Mischungsverhältnis: 375 l gr. Kies
$1 : {}^2/_5 : 5$. 375 l feinen Kies
55 l Sand
1021 l.

b) Hochofenzement wie unter a), nur 20 l Traß, also Mischungsverhältnis $1 : {}^1/_8 : 5$ und Rauminhalt = 981 l.

c) Bei Traßmangel, ohne Traß, also Mischungsverhältnis 1 : 5 Eine Mischung = 961 l.

Die genannten Gemenge sind stark gemischtkörnig mit folgender Zusammensetzung:

a) des Feinkieses:
70 G. P. (Gewichtsprozente) . . . . . unter 7 mm Korngröße
30 G. P. . . . . von 7 bis 70 mm „

b) des Grobkieses:
20 G. P. . . . . unter 7 mm Korngröße
80 G. P. . . . . von 7 bis 70 mm „

c) des Sandes:
100 G. P. . . . . unter 7 mm Korngröße

Die Unterschiede der angewandten Mischungsverhältnisse sind jedenfalls sehr gering.

Um nun ein Bild von den Abhängigkeiten des Wasserzusatzes zu bekommen, ging man folgendermaßen vor: Die 78 für die einzelnen Betonierungsabschnitte (Arbeitsschichten) ermittelten Werte des Wasserzusatzes wurden nach ihrer Größe geordnet auf Millimeterpapier aufgetragen, wobei die Ordinaten die Größe des Wasserzusatzes angeben, während die Abszisse zur Aufreihung der einzelnen Betonierungsfälle dient. Senkrecht unter den einzelnen Ordinaten dieser Darstellung wurden dann die entsprechenden Werte der Größen zur Darstellung gebracht, die auf die Höhe des Wasserzusatzes ganz allgemein von Einfluß sein können. Hierbei ergeben sich mehrere Linienzüge, deren mehr oder weniger mit der Auftragung der Wasserzusatzlinie übereinstimmender Verlauf auf den Grad der Beeinflussung des Wasserzusatzes schließen läßt. Zum leichteren Verständnis ist in Abb. 1

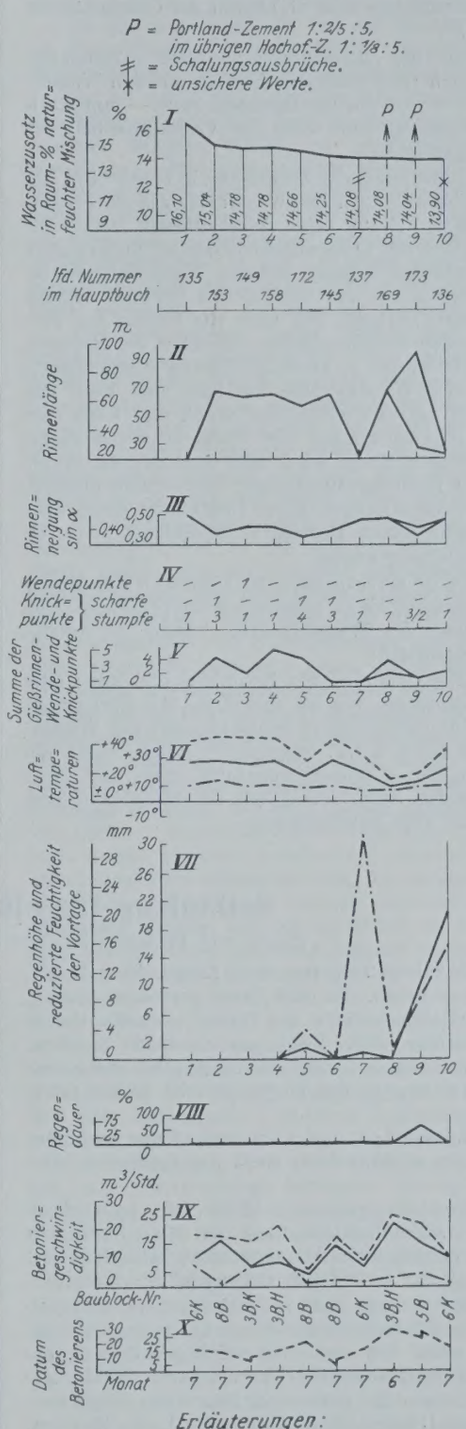


Abb. 1. Abhängigkeiten des Wasserzusatzes.

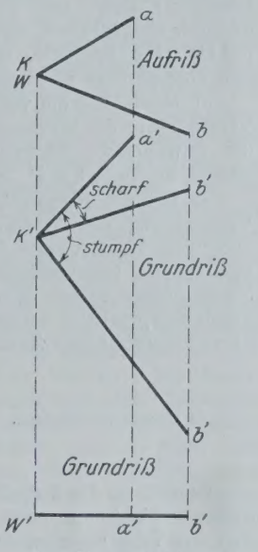


Abb. 2. Rinnenführung.

die Auftragung teilweise wiedergegeben worden. Bei der Darstellung der jeweiligen Rinnenführung wurde unterschieden zwischen Rinnenlänge, Rinnenneigung, Rinnenwendepunkten sowie scharfen und stumpfen Knickpunkten (s. hierzu Abbild. 2).

Als Ergebnis dieser Darstellung darf zusammengefaßt werden, daß die Schwankungen des Wasserzusatzes in erster Linie durch die Witterungseinflüsse bestimmt werden, besonders für die Größt- und Kleinstwerte. Mittlere Lufttemperaturen, die die Höhe von $\approx +15\,^\circ$ C — ansteigend bis auf $+28\,^\circ$ C — überschreiten, haben in erster Linie eine Erhöhung des Wasserzusatzes von $\approx 13{,}3$ bis auf 16,1 R.P. zur Folge. Die Regenhöhen über ≈ 5 mm bis 16,8 mm haben offenbar vor allem eine Verminderung des Wasserzusatzes von $\approx 11{,}5$ bis zu 9,7 R.P. bewirkt. Die Schwankungen des Wasserzusatzes innerhalb der Grenzen von ≈ 12 bis

13 R.P. werden in erster Linie durch die Rinnenlängen und Rinnenneigungen bedingt.

Es lassen sich weiterhin im einzelnen folgende Sätze über die Abhängigkeiten des Wasserzusatzes zum Gußbeton der Geestemünder Doppelschleuse aufstellen:

a) Die Verschiedenheit der Mischungsverhältnisse (Traßmenge und Zementsorte) übt keinen nachweisbaren Einfluß auf den Wasserzusatz aus, wenn es sich — wie im vorliegenden Falle — um stark gemischtkörnige Gemenge handelt und wenn die Verschiedenheit der Bindemittelzuteilung nur gering ist.

b) Rinnenlänge und Rinnenneigung bestimmen in erster Linie die gewöhnlichen mittleren Schwankungen des Wasserzusatzes (in Geestemünde im Umfange von $\approx$ 1 R. P.). Der Wasserzusatz steigt mit zunehmender Rinnenlänge und mit abnehmendem Gefälle. Eine längere Rinnenführung erfordert offenbar deshalb größere Wasserbeigabe, da mit der Zunahme des Weges, den der Gußbeton, in dünner Schicht fließend, in den Rinnen zurückzulegen hat, auch der Einfluß der Verdunstung wächst. Eine größere Rinnenneigung erleichtert die fließende Bewegung des Betons und bedingt so einen geringeren Wasserzusatz. Die Rinnenknickpunkte und Wendepunkte scheinen den Fluß des Betons nicht in dem Maße zu erschweren, daß durch die Größe und die Häufigkeit der Richtungsänderungen der Wasserzusatz merklich beeinflußt würde. In gewissem Sinne wird wohl auch der Verlust an lebendiger Kraft, den die Richtungsänderungen hervorrufen müssen, dadurch ausgeglichen, daß das Mischgut in den Drehköpfen der Bruchpunkte eine lotrechte, reibungslose Fallstrecke durchläuft, wodurch sich eine gewisse Beschleunigung ergibt.

c) Große Wärme verlangt entsprechend der höheren Verdunstung Vergrößerung des Wasserzusatzes bis zu mehreren Raumprozenten über das gewöhnliche Höchstmaß des Wasserzusatzes hinaus (in Geestemünde bis zu $\approx$ 3 R.P. festgestellt).

d) Größere Niederschläge während des Betonierens bedingen eine Verringerung des Wasserzusatzes bis zu mehreren Raumprozenten unter dem Mindestwerte der gewöhnlichen Schwankungen des Wasserzusatzes (in Geestemünde bis $\approx$ 2 R.P. festgestellt), indem durch die Niederschläge selbst dem Beton Wasser zugeführt wird, und zwar durch entsprechend vermehrte Naturfeuchtigkeit der Einzelstoffe und durch unmittelbaren Zufluß zum Betongemenge.

e) Die Feuchtigkeit der Tage vor dem Betonierbeginn scheint im allgemeinen keinen wesentlichen Einfluß auf den Wasserzusatz auszuüben. Die durch größere Niederschläge an den Vortagen hervorgerufene Vermehrung der Naturfeuchtigkeit der im Freien lagernden Einzelstoffe wirkt nur dann in wassersparendem Sinne auf den Wasserzusatz ein, wenn die Witterung bis zum Betonierungsbeginn feucht bleibt, und die Verdunstung daher gering ist.

f) Eine Gesetzmäßigkeit der Beeinflussung des Wasserzusatzes durch Betoniergeschwindigkeit und die Dauer von Störungen ist nicht zu erkennen.

Die vorstehend genannten Sätze werden nun für die Feststellung von Grenz- und Mittelwerten des Wasserzusatzes, die der Ermittlung des Wassergehaltes des festen Betons zugrunde zu legen sind, von Bedeutung sein.

Aus den für die einzelnen Arbeitsschichten errechneten Wasserzusätzen ergeben sich die folgenden Mittelwerte:

Mischung:	$1 : {}^1/_8 : 5$	$1 : {}^2/_5 : 5$	$1 : 5$	Zus.
	12,82 R.P.	11,94 R.P.	12,21 R.P.	12,50 R.P.

Da nun die Unterschiede dieser mittleren Prozente für die einzelnen Mischungsverhältnisse — wie im vorstehenden abgeleitet wurde — in erster Linie auf die Witterungseinflüsse und die jeweilige Rinnenführung, nicht aber auf die Verschiedenheiten der Mischungsverhältnisse zurückzuführen sind, wird im folgenden von einer Unterscheidung je nach dem Mischungsverhältnis abgesehen werden dürfen. Als Mittelwert des Wasserzusatzes zum Gußbeton der Geestemünder Doppelschleuse können daher 12,5 R.P., auf naturfeuchtes Gemenge bezogen, der Rechnung zugrunde gelegt werden. Die bei der Ermittlung des Wasserzusatzes festgestellten Grenzwerte sind: Höchstwert: 16,10 R.P., Kleinstwert: 9,67 R.P. Für die weitere Rechnung empfiehlt es sich jedoch, derartige Grenzwerte zugrunde zu legen, die solche Wassermengen nicht betreffen, die nach den vorstehend festgestellten Ergebnissen der Wasserzusatzabhängigkeiten für den Wassergehalt von vornherein bestimmt bedeutungslos sein müssen, d. h. Ersatz für ungewöhnlich hohe Verdunstung oder Ersparnis an Zusatzwasser infolge ungewöhnlich hohen Regenzuflusses. Unter diesem Gesichtspunkte soll im folgenden mit den nachstehenden Grenzwerten gerechnet werden: Höchstwert 15,0 R. P., Kleinstwert 10,0 R.P., und zwar auf naturfeuchtes Gemenge bezogen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Seilaufzug für ein Schiffshebewerk.

Studie von Professor Dr.-Ing. **O. Krell**, Berlin-Siemensstadt.

Gestellt sei die Aufgabe, einen Trog von 85 m Länge, 12 m Breite, 3600 t Gewicht 36 m hoch zu heben. Es muß damit gerechnet werden, daß der Trog an einer beliebigen Stelle des Hubes leerlaufen kann, wodurch er um 2500 t leichter wird. Dabei muß er sicher in seiner jeweiligen Lage festgehalten werden können. Außerdem muß eine vollkommen zwangläufige Bewegung des Troges parallel zu sich selbst gewährleistet sein.

Das einfachste Mittel, eine Last auf kürzestem Wege aus einer tieferen Lage in eine höhere zu befördern, stellt der senkrechte Aufzug dar.

Verbietet es sich wegen der großen Hubhöhe, ein hydraulisch ausgewuchtetes Hebewerk zu wählen, so kann an seine Stelle mit Aussicht auf gleiche Betriebsicherheit der senkrechte Seilaufzug mit mechanischer Auswuchtung der Last durch Gegengewichte treten.

Eine solche Lösung liegt z. B. in dem in Abb. 4 u. 5 (S. 494) dargestellten Entwurf für das Schiffshebewerk Niederfinow vor, der gelegentlich eines Wettbewerbes von der Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen i. Rhld., der Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin, der Deutschen Maschinenfabrik A.-G., Duisburg, der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich, und dem Königl. Baurat Roeder, Wiesbaden, im Jahre 1912 ausgearbeitet wurde.

Auf diesem Entwurf baut die vorliegende Studie auf, indem sie den Versuch macht, die in der Verwendung von Drahtseilen gegebenen Vorteile weitestgehend auszunutzen, wozu besonders die im Wesen des elektrischen Antriebes gelegene Eigenschaft der leichten Unterteilbarkeit und feinen Regelbarkeit die Hand bietet.

Im Seil, besonders im Drahtseil, besitzt die Technik ein an Betriebsicherheit kaum überbietbares Mittel zum Heben von Lasten. Diese Betriebsicherheit beruht auf der Parallelschaltung des an sich schon durch seine Herstellungsweise höchste Zuverlässigkeit und Homogenität gewährleistenden Drahtes. Im Ziehvorgang wird das Drahtmaterial einer überaus scharfen Sichtung unterworfen, so daß unganze oder sonst fehlerhafte Stellen durch Reißen während des Ziehens von selbst ausgemerzt werden.

Schaltet man nun diese höchst betriebsicheren Seile zum Heben der langgestreckten Last des Troges selbst wieder parallel, indem man eine große Anzahl von ihnen (in unserem Falle 320 Stück) verwendet, so wird dadurch die Betriebsicherheit noch weiter gesteigert. Es müßte daher bei einer derartigen Anordnung als übertriebene Vorsicht bezeichnet werden, wenn man bei der Berechnung der Seilstärken eine zu hohe Bruchsicherheit, z. B. eine zehnfache, zugrunde legen würde, was nur zur Folge hätte, daß man dicke, übermäßig steife Seile, große Rollen- und Trommeldurchmesser und verringerte Lebensdauer der Seile in Kauf nehmen müßte. Diese Vorsicht darf man erst recht außer acht lassen, wenn man sich der Mittel bedient, die der Elektrotechnik im Verein mit dem allgemeinen Maschinenbau zur Verfügung stehen, um die Seile mit völliger Sicherheit zum gleichmäßigen Tragen zu bringen und sie während des ganzen Betriebes in diesem Zustande zu erhalten. Der Elektrotechniker besitzt in seinem Gleichstrom-Elektromotor eine Vorrichtung, mit der er in geradezu idealer Weise Drehmomente, d. h. also Zugkräfte, bis auf Bruchteile eines Prozentes genau beherrschen kann. Insbesondere kann er eine beliebige Anzahl solcher Motoren so schalten, daß sie unter sich in jedem Betriebszustande genau gleiche Drehmomente, d. h. Zugkräfte, erzeugen.

Wenn nun die Aufgabe, eine große Anzahl parallel geschalteter Zugorgane zum ganz gleichmäßigen Tragen zu bringen, so im Vordergrund der technischen Forderungen steht, wie dies z. B. bei einem senkrechten Schiffshebewerk der Fall ist, so würde man dem gegenwärtigen Stande der Technik nicht gerecht werden und seine Möglichkeiten nicht ausschöpfen, wenn man auf die Ausnutzung dieses nur von der Elektrizität dargebotenen Vorteils verzichten wollte.

Hat man aber wirklich die Gewähr, daß alle Seile gleichmäßig zum Tragen kommen, dann darf man füglich auf eine höhere als eine vier- bis höchstens fünffache Bruchsicherheit verzichten und erhält dann dünne, lehnige Seile, geringe Trommeldurchmesser, geringe Seilsteifigkeitsverluste und große Lebensdauer der Seile.

Das Hebewerk ist nun folgendermaßen gedacht:

Der 85 m lange, 3600 t wiegende Trog ist an 320 Drahtseilen von 30 mm Durchm., die möglichst gleichmäßig in Gruppen von 10 Stück über die ganze Länge und zu beiden Seiten des Troges verteilt sind, aufgehängt. Die Seile laufen in Gruppen zu fünfen, jedes in dreieinhalbfacher Umschlingung, also in praktisch genügend sicherem Reibungs-

schluß, über Trommeln mit rechts- bezw. linksgängigen Schraubenrillen (Trommeldurchmesser 2,2 m) und tragen an ihrem anderen Ende Gegengewichte zur Auswuchtung des Troges. Je zwei Trommeln — eine mit rechtsgängiger und eine mit linksgängiger Schraubenrille — sind zu einem Windwerk zusammengefaßt, indem die gegeneinandergekehrten Trommelenden mit Zahnkränzen versehen sind, in die ein

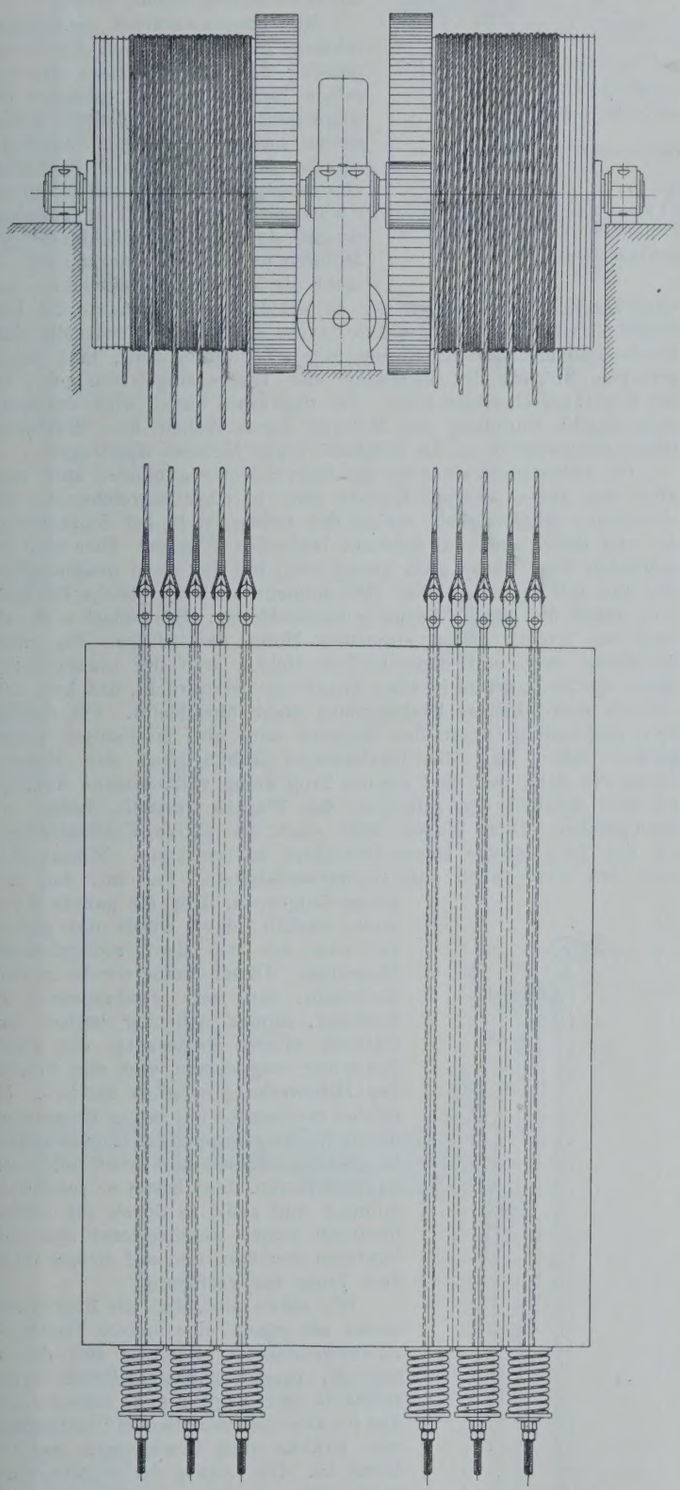


Abb. 1. Windetrommelpaar mit gegenläufigen Schraubenrillen für 2 × 5 Trogsäulen.

von einem selbstsperrenden Schneckenvorgelege angetriebenes Ritzelpaar eingreift. Die Schnecke wird von einem Gleichstrom-Elektromotor angetrieben. Zur vollkommenen Sicherung der Selbstsperrung ist der Elektromotor noch mit einer vom Ankerstrom durchflossenen Lösungsbremse versehen, die sofort den Motor und damit das Windwerk sperrt, wenn der Ankerstrom unterbrochen wird oder sonst aus irgend einem Grunde ausbleibt.

Je eine rechtsgängige und eine linksgängige Seilgruppe sind, wie bereits erwähnt, zu einer größeren Gruppe von 10 Seilen zusammengefaßt, die gemeinsam ein Gegengewicht tragen. Durch die Gegenläufigkeit der Schraubenrillen wird erreicht, daß sich trotz des Wanderns der Seile auf den Trommeln die Befestigungspunkte am Trog und an den Gegengewichten in der Senkrechten bewegen.

Es gilt nun noch, die bei der Zusammenfassung von 10 Seilen an einem Gegengewicht bezüglich der gleichmäßigen Verteilung der Seilspannungen etwa auftauchenden Bedenken zu zerstreuen.

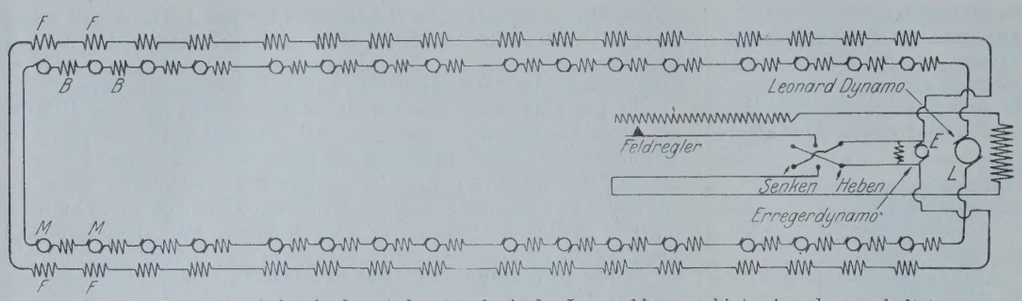
Es ist erforderlich, die hier eintretenden Verhältnisse etwas ausführlicher zu behandeln, weil die Anordnung von den sonst im Hebezeugbau üblichen Mitteln zur gleichmäßigen Verteilung von Seilspannungen nicht unwesentlich abweicht. Sie bringt aber den Vorteil einer gedrängten Windwerkkonstruktion, einer einfachen und sicheren Verbindung der Seile mit den Gegengewichten und beseitigt die Sorge um die Sicherung der Gegengewichte gegen Abfallen beim Bruch eines Seiles. Sie hat also große konstruktive Vorteile, wenn eine genügend gleichmäßige Belastung der parallel geschalteten Seile gewährleistet werden kann. Letzteres soll auf folgende Weise erreicht werden.

Die Seile werden unter Verwendung von Gummipuffern oder Schraubenfedern einerseits am Trog, anderseits unter Durchführung durch die Gegengewichte an diesen letzteren befestigt (Abb. 1). Vorher werden sie einzeln in mehrstündigem Betrieb unter derjenigen Belastung, die sie im späteren Hebewerkbetriebe aufzunehmen haben, durch Hin- und Herfahren gereckt, in diesem gereckten Zustand auf gleiche Länge gebracht und dann erst eingebaut. Die Spannmuttern werden dann bei allen Seilen einer Gruppe so angezogen, bis die auf gleiche Federkraft geprüften Federn oder Gummipuffer unterhalb des Gegengewichts für alle Seile gleich stark zusammengedrückt sind. Hierin besitzt man ein einfaches, augenfälliges und sicheres Mittel, die Seilspannungen auf ihre Größe zueinander dauernd zu überwachen und einzustellen. Außerdem muß noch dafür gesorgt werden, daß die Durchmesser der Rillentrommeln auf dem Grunde der Rillen bei allen Trommeln genügend genau gleich ausgeführt werden, d. h. die Trommeln müssen genau zylindrisch sein. Die selbsttätige Einstellung der an einem Gegengewicht befestigten Seile auf annähernd gleiche Spannung tritt auch ohne Zwischenschaltung einer Federung dadurch ein, daß jedes Seil, das sich mehr längen will als die anderen, sich dadurch sofort selbst entlastet und damit die Ursache zur stärkeren Dehnung beseitigt. Die Seile wirken dabei durch ihre Elastizität selbst wie Federn. Sämtliche Seile stellen sich so auf Spannungen ein, die nur wenige Prozent voneinander abweichen können. Die Federanordnung dient einerseits dazu, die Seilspannungen einer dauernden Kontrolle zugänglich zu machen, anderseits ist sie auf der Trogseite besonders wichtig, um die Gewißheit zu haben, daß die Seile auch hier dauernd unter Spannung gehalten werden, weil dies zur Sicherung eines zuverlässigen Reibungsschlusses erforderlich ist. Auf der Gegengewichtseite ist diese Gewähr von selbst gegeben, und die Federungen dienen hier lediglich zur Kontrolle der einzelnen Seilspannungen. Auf der Trogseite dagegen könnten durch irgendwelche Umstände, besonders beim Leerlaufen des Troges, elastische Formänderungen auftreten, die trotz ihrer Geringfügigkeit über die eigene Elastizität der Seile hinausgehen, dadurch Entlastungen einzelner Seilgruppen bedingen und so den Reibungsschluß beeinträchtigen könnten. Einer solchen Befürchtung wird durch die federnde Befestigung der Seilenden am Trog ihre Grundlage entzogen. Bei der in Aussicht genommenen Anordnung sind die Umschlingungen der Einzelseile so dicht nebeneinander gelegt, daß das auflaufende Trum des einen Seiles sich schon nach einer halben Trommelumdrehung in die Rille, die vom ablaufenden Trum des Nachbarseiles freigegeben worden ist, einlegt. Die Nachbarseile laufen also hier zum großen Teil nicht nur auf gleichen, sondern sogar auf denselben Rillendurchmessern.

Auf diese Weise entstehen auf jeder Trogseite 16 von ebenso vielen Elektromotoren angetriebene Doppelwindwerke (Abb. 2, s. Tafel).

Die Anker sämtlicher Motoren und sämtliche Feldwicklungen sind hintereinander geschaltet (siehe Schaltbild, Abb. 3), wodurch erreicht wird, daß alle Motoren genau das gleiche Drehmoment abgeben, und zwar bei jeder Fördergeschwindigkeit. Die Motoren in dieser Schaltung stellen das Vorbild eines bis zum äußersten pflichtgemäßen, aber auch völlig ehrgeizlosen Zusammenarbeitens dar. Jeder sucht einerseits pflichtgemäß genau soviel an Zugkraft zu leisten wie der andere, anderseits aber auch ganz ehrgeizlos nur genau soviel wie der andere. Die Motoren erfüllen also in idealer Weise die Aufgabe, die Zugorgane ganz genau gleich zu spannen. Das Verhalten dieser Motoren steht im unmittelbaren Gegensatz zu der sonst so hoch eingeschätzten Eigenschaft der einzeln oder parallel geschalteten Elektromotoren, die bei Überlastungen die Energieaufnahme so lange steigern, bis sie die Überlast überwinden oder selbst durchbrennen.

Diese scharfe Begrenzung der elektrisch hintereinander geschalteten Motoren auf ganz genau gleiches Drehmoment stellt nun aber im Hinblick auf die zu fordernde zwangläufige Parallelbewegung des Troges insofern einen Nachteil dar, als es praktisch unmöglich ist, die gesamte mechanische Anordnung so zu treffen, daß von jedem



M Windwerkmotoren, Anker in dem Ankerstromkreis der Leonarddynamo hintereinander geschaltet.
B Lösungsbremsen im Ankerstromkreis.
F Feldwicklungen der Motoren, hintereinander gespeist von der Erregerdynamo *E*.
Alle Motoren außerdem mechanisch durch Wellen miteinander verbunden, und zwar: paarweise die sich gegenüberliegenden Motoren und die auf jeder Seite des Troges liegenden durch einen Wellenstrang der ganzen Länge nach.

Abb. 3. Schaltbild des elektrischen Antriebes für das Schiffshebewerk.

Motor nun auch nur ganz genau das gleiche Drehmoment gefordert wird, im Gegenteil — man muß als sicher annehmen, daß trotz gleichmäßigster mechanischer Ausführung und theoretischer Kraftverteilung die von jedem Windwerkantrieb zu leistenden Drehmomente um ein geringes verschieden sein werden. Dann hätten die in ihrem Drehmoment genau begrenzten Motoren die Neigung, sich diesen Verschiedenheiten durch Voreilen oder Zurückbleiben anzupassen, was für die zugehörigen Aufhängepunkte der Last verschiedene Wege zur Folge hätte. Am deutlichsten zeigt das nachstehende Beispiel, daß die mechanische Verbindung der Motoren durch Trog und Seile allein nicht genügt, um eine Parallelführung des Troges sicherzustellen. Nehmen wir an, der Trog sei an dem einen Ende um ein geringes schwerer, also nicht gut ausgewuchtet, dann würden die Motoren beim Heben der Last nach diesem Trogende zu den anderen gegenüber zurückbleiben, dadurch würde diesem Trogende mehr Wasser zufließen, es würde noch schwerer werden, und die Schrägstellung würde sich immer mehr vergrößern. Verbindet man aber sowohl die einander gegenüberliegenden Motoren durch Wellen, als auch sämtliche Ritzel der Schneckenvorgelege, so daß alle Motoren in feste mechanische Abhängigkeit zueinander kommen, so liefern die weniger belasteten Motoren durch die Wellen hindurch den von ihnen weniger verlangten Betrag des Drehmomentes selbsttätig an ihre Nachbarn ab, d. h. die zufälligen Ungleichheiten im verlangten Drehmoment, aber auch nur diese werden mechanisch ausgeglichen. Wenn nun schon die Motoren im Vergleich zu den Seilspannungen außerordentlich klein ausfallen, so sind die von den Verbindungswellen zu übernehmenden Ausgleichdrehmomente noch um einen Grad geringer, da sie ja nur die zufälligen Ungleichheiten der theoretisch gleichen geforderten Drehmomente auszugleichen haben.

Man könnte natürlich die Parallelführung des Troges auch durch Anpassung des Drehmomentes des einzelnen Motors an den erhöhten Bewegungswiderstand elektrisch sicherstellen lassen, indem man durch geeignete Vorrichtungen (z. B. Rückdreheinrichtungen), die unmittelbar von den Aufhängepunkten am Trog gesteuert werden, das Feld der zurückbleibenden Motoren umsomehr verstärken läßt, je mehr die Motoren zurückbleiben, und umgekehrt, so daß infolge der so erhöhten Drehmomente die Last aufgeholt wird. Aber abgesehen davon, daß hierzu verwickelte elektrische und mechanische Einrichtungen notwendig sind, muß immer erst eine Störung der Normallage des Troges eingetreten sein, bis die Korrektur einsetzen kann. Im Gegensatz hierzu wird durch die mechanische Kupplung der Motoren durch Wellen ihre Hilfsbereitschaft unverzüglich an die hilfsbedürftigen Motoren übertragen.

Im Anker hintereinander geschaltete Motoren müssen aber auch noch aus einem anderen Grunde stets in einer ausreichenden mechanischen Abhängigkeit zueinander stehen, z. B. bei Einzelantrieb der vier Räder eines auf Schienen laufenden Wagens. Hier muß die Adhäsion aller Räder groß genug sein, um den sonst unabhängigen Motoren mit ihrem gleichen Drehmoment auch die gleiche Drehzahl und damit die gleiche Leistung aufzuzwingen. Schleudert z. B. ein Rad, so nimmt dieser entlastete Motor den übrigen die ganze Spannung weg, und diese bleiben stehen, weil der durchgehende Motor die Stromstärke in allen Ankern so herabdrückt, daß kein zum Antrieb ausreichendes Drehmoment mehr übrigbleibt. Die richtige Spannungsteilung unter den Motoren muß also mechanisch sichergestellt sein. Daß die mechanische Abhängigkeit der Motoren durch die Seile und den starren Trog keine vollkommene Analogie zu dem Beispiel der Adhäsion des Wagens darstellt, haben wir oben gesehen. Dem Wagen fehlt eben die aktive Kraftentfaltung, die der Trog infolge seines Gewichtes äußern kann. Nimmt man aber den wenn auch ganz unwahrscheinlichen Fall an, daß eine ganze Seilgruppe, d. h. ein ganzes Windwerk, ausfällt, dann würde das gleiche eintreten wie bei dem schleudernden Wagenrad. Dieser Motor würde in dem Bestreben, auf sein Drehmoment zu kommen, immer schneller laufen und dadurch seinen Kameraden die ganze Spannung wegnehmen und den Betrieb des Hebewerks unmöglich machen. Ist er aber mechanisch mit seinen Kameraden durch Wellen gekuppelt, d. h. gezwungen, in „gleichem Schritt und Tritt“ mit ihnen zu marschieren, dann leistet er sein Drehmoment und stellt es durch die Wellen hindurch seinen unmittelbaren und entfernteren Nachbarn und auf diesem Wege dem Troge zur Verfügung.

Wir sehen also, daß die Elektrizität besser als irgend eine andere Triebkraft zu verwenden ist, wenn es sich darum handelt, in feinfühligster Weise Drehmomente und Zugkräfte zu beherrschen, daß ihr aber die zwangläufige Übertragung von Kräften und Bewegungen wesensfremd ist. Die Lösung der letzteren Aufgabe sollte sie daher neidlos dem Maschinenbauer überlassen, der hier in seinem Element ist. Auf diese Weise erhält man eine technisch einwandfreie Kombination für die Erfüllung der beiden Hauptaufgaben: elektrisch sichergestellte gleiche Beanspruchung aller Seile und mechanisch gewährleistete Parallelbewegung des Troges. Man wird dieser Kombination nicht absprechen können, daß sie in objektiver Gerechtigkeit sowohl dem Maschinenbau als auch

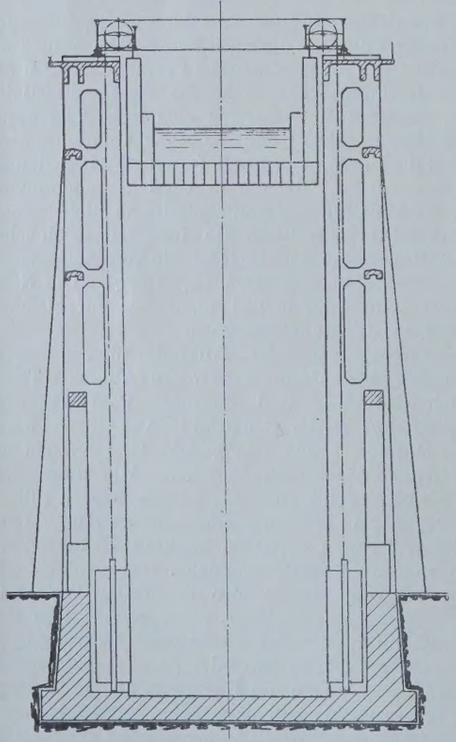


Abb. 4. Schematische Darstellung der Ausführung für die Gegengewichte des Fördertroges.

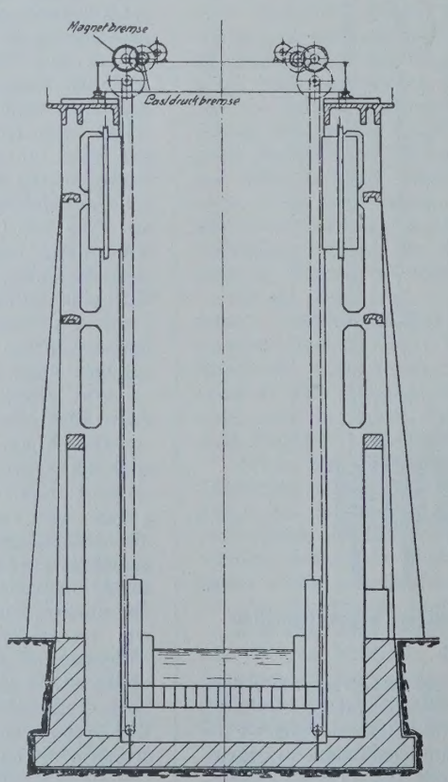
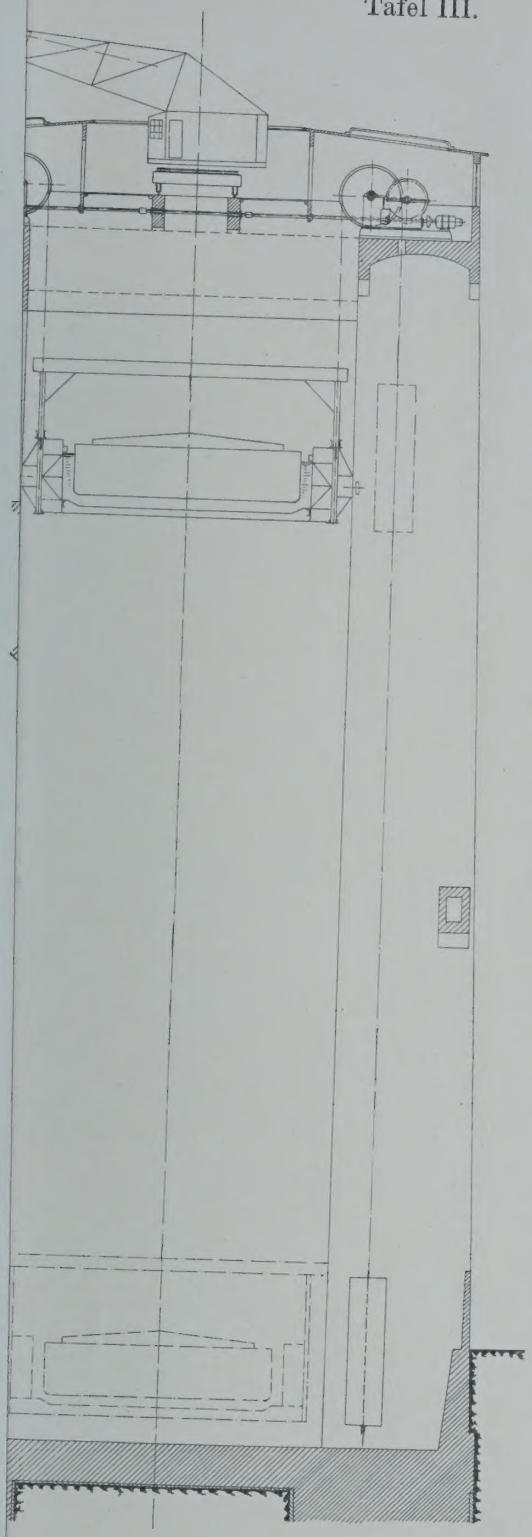


Abb. 5. Schematische Darstellung der Hubkettenführung und Windenanordnung zur Bewegung des Troges.

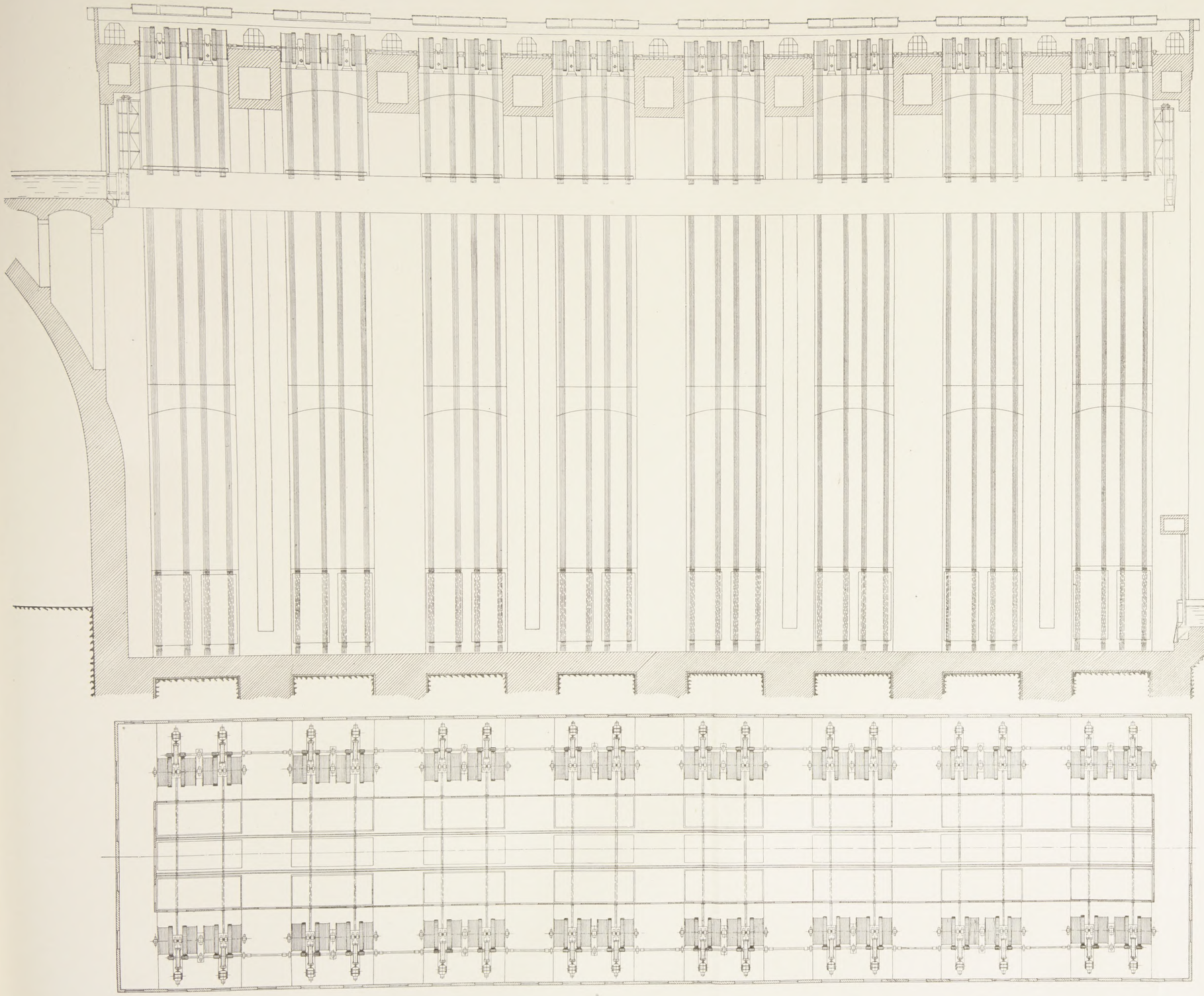
Tafel III.



Schiffshebewerk für 1000-t-Kähne.

höhe 85 m,
höhe 36 m,
e 12 m,
gewicht 3600 t,
cht des leeren Troges 1100 t.

LIBRARY
OF THE
UNIVERSITY OF ILLINOIS



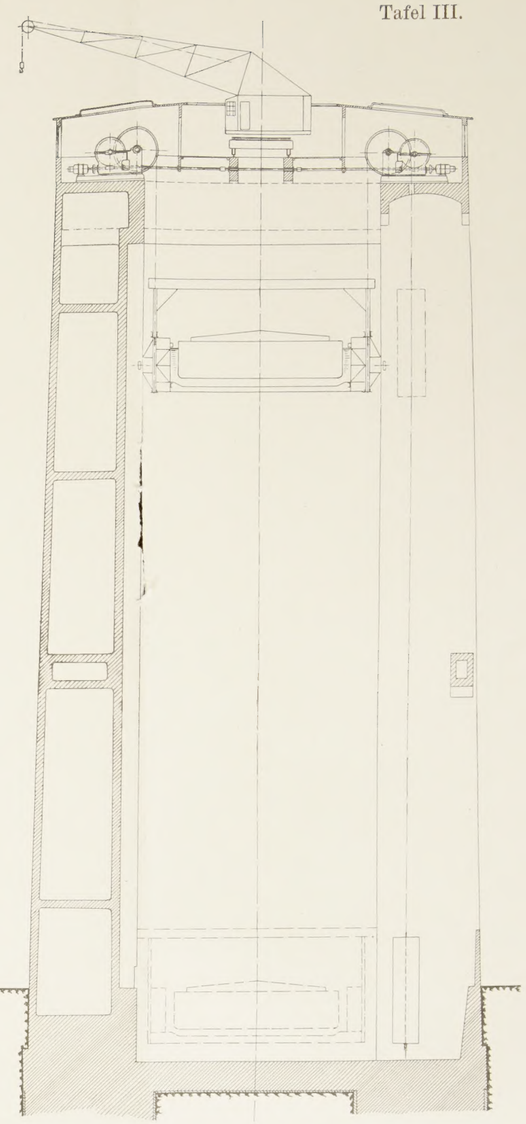


Abb. 2. Schiffshebewerk für 1000-t-Kähne.

Troghöhe 85 m,
Hubhöhe 36 m,
Breite 12 m,
Troggewicht 3600 t,
Gewicht des leeren Troges 1100 t.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W. 66

der Elektrotechnik gibt, was jedem Gebiet nach Maßgabe seiner Wesenseigentümlichkeit zukommt.

Die Motoren haben bei guter Auswuchtung des Troges und der Seile durch Unterseile oder ähnliche für diesen Zweck als brauchbar bekannte Mittel keinerlei Hubarbeit, sondern nur die wegen der geringen Hubgeschwindigkeit von etwa 10 cm/Sek. relativ geringfügige Beschleunigungsarbeit zu leisten und außerdem die Widerstände der geringen Seilsteifigkeit, der Lagerreibung, der Vorgelegereibung usw. zu überwinden; sie werden also klein ausfallen, sogar unverhältnismäßig klein gegenüber den Abmessungen der Zahnräder in den Windwerken, die außer dem Antrieb auch noch die Aufgabe zu erfüllen haben, das Übergewicht der Gegengewichte bei leergelaufenem Trog zu sperren.

Sollte während des Betriebes ein Klemmen des Troges oder dergl. die Bewegungswiderstände erheblich vergrößern, so werden infolge der starren Kupplung durch die Wellen und infolge der Starrheit des Troges selbst sofort sämtliche Motoren, wenn auch nicht ganz gleichmäßig, in Mitleidenschaft gezogen, in ihrer Drehzahl zurückgehen und endlich ganz zum Stillstand kommen. Dadurch wird der Motorenstrom steigen und infolgedessen der beliebig empfindlich einzustellende Maximalschalter den Ankerstrom unterbrechen. Durch irgendwelche sonstige selbsttätige Schaltungsregelungen die Einfachheit der Schaltung und damit die hohe Betriebsicherheit in Frage zu stellen, kann nicht empfohlen werden.

Den Strom für die Motoren liefert am besten eine über ihren ganzen Spannungsbereich im Felde regulierbare Dynamo, wodurch ein ganz sanftes Anfahren und ein ebensolches Einfahren in die Endstellungen in idealer Weise gewährleistet wird. Dieses Regelungsverfahren gestattet auch, die geeignete Fahrgeschwindigkeit auszuprobieren, und ist wegen ihrer Weichheit in der Beschleunigung und Verzögerung besser als jede andere geeignet, die größten Hubgeschwindigkeiten zu ermöglichen.

Durch das gleichzeitige Einfallen der magnetischen Bremsen beim Unterbrechen oder Ausbleiben des Ankerstromes werden sämtliche Seile gleichzeitig gesperrt. Der am Trog angreifende Zug der Seile bleibt also auch beim Leerlaufen ebenso gleichmäßig auf die ganze Länge des Troges verteilt wie im wassergefüllten Zustande. Die Konstruktion des Troges kann daher sehr viel leichter gehalten werden, als wenn er nur über lose Rollen für den gefüllten Zustand ausgewuchtet beim Leerlaufen an wenigen Stellen festgehalten wird, wobei dann der an den Sperrstellen liegende Trogteil die enormen Biegungsmomente der mit ihrer Überlast an den übrigen Trogteilen zerrenden Gegengewichte aufnehmen muß.

Auch die Sicherheit der Sperrung ist unvergleichlich viel größer, wenn an ihr sämtliche tragenden Organe ganz gleichmäßig teilnehmen, als wenn sie auf wenige Punkte zusammengedrängt wird, an denen dann gewaltige Kräfte aufgenommen werden müssen.

So darf man wohl behaupten, daß durch die Heranziehung der unüberbietbar betriebsicheren Seile zur Bewegung, zur Auswuchtung und zur Sperrung der Last, ferner durch die mechanisch gewährleistete Zwangläufigkeit der Führung und durch die elektrisch erzielte ganz gleichmäßige Belastung der Seile alle wesenseigenen Vorzüge der einzelnen Bestandteile ausgeschöpft und nach dem gegenwärtigen Stande der Technik in zweckmäßiger Kombination vereinigt worden sind.

Der Betrieb, die Bedienung und die Überwachung gestalten sich wegen der Einheitlichkeit der mechanischen und elektrischen Anordnung überaus einfach.

Am mechanischen Teil ist dauernd in bekannter Weise der Zustand der Seile zu überwachen, ebenso die gleichmäßige Verteilung der Seilspannungen innerhalb einer Seilgruppe, die zu einem Gegengewicht gehört. Man hat dafür zu sorgen, daß die Schraubenfedern unterhalb der Gegengewichte und an dem Trog stets durch Nachziehen der Spannmuttern gleichstarke Belastungen zeigen.

Die verhältnismäßig große Anzahl der Elektromotoren könnte von dem Nichtelektrotechniker störend empfunden werden. Sie stellt aber nur die harmonische Analogie der durch die vielen parallel geschalteten und gleichbelasteten Seile verkörperten Betriebsicherheit dar. Durch die Hintereinanderschaltung der Feldwicklungen und Anker, wodurch die sonst immer im Motorenbetrieb gelegentlich vorkommenden Überlastungen gänzlich vermieden werden und überdies die Wicklungen von Anker und Magneten viel größere und daher widerstandsfähigere Drahtstärken aufweisen, erhalten die Motoren eine höhere Betriebsicherheit als die für normale Verhältnisse gebauten. Eine Betriebstörung durch den elektrischen Teil ist daher so gut wie ausgeschlossen. Immerhin soll die Frage gestellt und beantwortet werden: Was geschieht, wenn ein Motor infolge von Durchbrennen, Drahtbruch oder Kurzschluß ausfällt? Zunächst werden sich immer Verhältnisse einstellen, die den kombinierten Maximal- und Minimalautomaten auf dem Steuerstand zur Auslösung und damit das ganze Hebewerk zum Stillstand bringen. Da die Motoren alle genau gleich, außerdem klein sind, so verursacht es keine Schwierigkeiten, einige Ersatzmotoren mit bequemen Auswechslungsvorrichtungen (Schubleisten, auf Schienen der ganzen Troglänge entlanglaufende Transportwägelchen, praktische Klemmanschlüsse, Klauen oder Steckkupplung der Motorwelle und dergl. mehr) bereitzustellen, so daß der eigentliche Auswechslungsvorgang nur wenige Minuten dauert. Nun könnte von Nichtelektrotechnikern eingewendet werden, es mache überhaupt große Schwierigkeiten und dauere sehr lange, bis man den versagenden Motor ausfindig gemacht habe. Das ist nicht der Fall. Gerade in dieser Richtung bietet die Elektrotechnik selbst sichere Hilfsmittel, eine Störung entweder sofort selbsttätig sichtbar zu machen oder durch Anzeigevorrichtungen für einen flüchtigen Blick im Vorbeigehen an den Motoren kenntlich zu machen. Rüstet man z. B. jeden Motor in geeigneter Weise mit einem Spannungsmesser aus, so wird er sich hierdurch stets als der Übeltäter verraten, ob er nun einen Kurzschluß aufweist oder eine Unterbrechung. Man könnte sogar so weit gehen, diese Spannungszeiger alle auf der Schaltbühne auf einer Tafel zu vereinigen und sie so dauernd der Beobachtung des Hebewerkführers zugänglich zu machen.

Die Unterteilung der zum Betrieb erforderlichen Energie in eine große Anzahl von Motoren bietet noch den Vorteil, daß es bei richtiger Wahl der Motoren und der Stromquelle vielleicht möglich gemacht werden könnte, den leergelaufenen Trog unter vorübergehender Überlastung der Motoren, die sie unbedenklich für die kurze Zeit aushalten werden, in eine der Endstellungen zu bringen. Diese Möglichkeit besteht nur bei dem hier gewählten vielfach aufgeteilten Antrieb, ist aber bei jedem auf wenige Stellen mit wenigen Motoren arbeitenden Antrieb mechanisch und elektrisch ausgeschlossen.

Infolge der Hintereinanderschaltung der Felder und Anker erhält jeder Motor im Betrieb nur eine Spannung von etwa 40 V, wodurch die Motoren sehr unempfindlich gegen Isolationsfehler werden. Um so besser muß natürlich die Leonarddynamo, die dann 1200 V Spannung liefern muß, isoliert sein. Die Spannung von 1200 V Gleichstrom ist unbedenklich. Sie hat sich bei im Freien arbeitenden Baggern bereits praktisch bewährt, ohne zu irgendwelchen Schwierigkeiten zu führen.

Um die höhere Spannung der Leonarddynamo von den Motoren fernzuhalten, ist der Maximalautomat gleichzeitig auch als Minimalschalter auszuführen, oder noch besser mit einem solchen hintereinander zu schalten, d. h. nicht nur beim Überschreiten der Betriebstromstärke um ein gewisses Maß, sondern auch beim Sinken des Ankerstromes auf Null muß eine selbsttätige Abschaltung der Leonarddynamo vom Ankerstromkreis der Motoren stattfinden.

Die für andere Energieformen fast unnachahmlichen Vorzüge der Leonardschaltung dürften in weiteren Kreisen bekannt sein, so daß es sich erübrigt, sie hier eingehender zu behandeln. Obenan steht jedenfalls die außerordentliche Betriebsicherheit und Einfachheit, dadurch bedingt, daß nur der verhältnismäßig geringe Erregerstrom für die Leonarddynamo geregelt zu werden braucht, ferner die unerreichte Eleganz der kontinuierlichen Spannungsregelung von der Anlaufspannung bis zur Höchstgeschwindigkeit.

Die Primärspannungsregelung stellt mit Abstand das Beste dar, was die Elektrotechnik überhaupt an Antriebsarten für derartige Zwecke bieten kann.

Die im vorstehenden durchgeführte Untersuchung hat aus dem Zusammenhang der vielen Aufgaben, die sich bei dem Bau eines so großen Schiffshebewerks aufdrängen, nur eine einzige, nämlich die Aufgabe des Seilaufzugs, herausgegriffen. Dabei mußte sie gewisse Voraussetzungen machen, deren Einfluß und Tragweite einer späteren Feststellung vorbehalten bleiben muß.

So wurde zunächst bei den Untersuchungen vorausgesetzt, daß die Windwerke auf unverrückbar festen Unterlagen aufgestellt werden können. Muß mit einem Nachgeben der Unterlage gerechnet werden, dann ist die Auswuchtung mittels einzelner Seile über lose Rollen, wie sie in dem eingangs erwähnten Entwurf vom Jahre 1912 vorgesehen war, wesentlich unempfindlicher als der vorliegende Vorschlag. Da jedoch auch für diesen zuverlässige technische Mittel zur Verfügung stehen, um Veränderungen in den Fundamenten wirksam zu begegnen, so erscheinen die aus der gruppenweisen Zusammenfassung und dem Reibungsschluß der Seile sich ergebenden Vorteile nicht zu teuer erkauft.[1])

[1]) Auf Tafel III muß es heißen anstatt: Troghöhe 85 m „Troglänge 85 m“, anstatt: Breite 12 m „Trogbreite 12 m“.

Vorschriften für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen, Dächer und Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Vom 26. bis 28. Mai 1925 traten unter dem Vorsitz von Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr. Schaper Vertreter der Länder, des Eisenbahn-Zentralamts und der Reichsbahndirektionen in Tutzing in Bayern zusammen, um die neuen Vorschriften für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen, Dächer (BÜP) und die neuen Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken (GE) an Hand von Entwürfen zu beraten. Zu den Beratungen der letztgenannten Vorschrift waren auch Vertreter des Deutschen Eisenbauverbandes und andere außerhalb der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft stehende bekannte Brückenbauer zugezogen worden. Beide Vorschriften werden voraussichtlich Ende August, und zwar die Grundsätze für die bauliche Durchbildung im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erscheinen.

Nach den neuen Vorschriften für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen und Dächer sind künftig für alle größeren Brücken aus Eisen, Stein, Beton und Eisenbeton und für die größeren Hallen und Dächer besondere Bauwerksakten zu führen, während für kleinere Brücken, Hallen und Dächer zweckmäßig Sammelakten anzulegen sind. Um schnell einen Überblick über den baulichen Zustand einzelner Bauwerke zu bekommen, sind bei den Reichsbahndirektionen folgende Verzeichnisse und Bücher zu führen:

1. Brückenverzeichnisse aller eisernen Brücken — auch einbetonierter Träger —;
2. Brückenverzeichnisse aller Brücken aus Stein, Beton und Eisenbeton.

   Beide Verzeichnisse sind getrennt für einzelne Streckenabschnitte der Reichsbahndirektion entsprechend den Nummernplänen für das Lochkartenverfahren anzulegen.
3. Hallen- und Dächerverzeichnisse für jeden Betriebsamtsbezirk der Reichsbahndirektion;
4. Brückenbücher für alle eisernen Brücken (einschließlich einbetonierter Träger), für sämtliche Brücken aus Eisenbeton und nach dem Ermessen der Reichsbahndirektion für alle wichtigeren und größeren Bauten aus Stein und Beton;
5. Hallen- und Dachbücher für alle wichtigeren Hallen und Dächer aus Eisen, Eisenbeton und Holz — letztere nur, soweit sie nicht zimmermannsmäßig hergestellt sind.

   Die kleineren Brücken aus Stein und Beton und die Hallen und Dächer, für die keine besonderen Bücher nach Ziff. 4 und 5 geführt werden, sind nach Bahnmeistereien getrennt in Brückenhefte und Hallen- und Dachhefte aufzunehmen, die bei den Betriebsämtern geführt werden.

Neben der laufenden, vom Bahnbewachungspersonal und dem zuständigen Bahnmeister auszuübenden Überwachung finden bei sämtlichen Bauwerken regelmäßig wiederkehrende Prüfungen statt, deren Ergebnisse in die obengenannten Brücken-, Hallen- und Dachbücher und -hefte einzutragen sind.

Alle in Ziff. 4 und 5 genannten Bauwerke, für die Bücher geführt werden, sind in Abständen von zwei Jahren einer einfachen und in Abständen von sechs Jahren einer Hauptprüfung zu unterziehen, während für die in die Hefte aufzunehmenden kleineren Bauwerke alle zwei Jahre eine der einfachen Prüfung gleichzuachtende Prüfung vorgeschrieben ist. Während bisher sämtliche Prüfungen vom Amtsvorstand bezw. seinem Vertreter ausgeführt wurden, werden in Zukunft alle Hauptprüfungen der Bauwerke eines Reichsbahndirektionsbezirks von Beamten des Dezernats für Brücken- und Ingenieurhochbauten bei der Direktion, die übrigen Prüfungen vom Vorstande des Betriebsamts oder von seinem Vertreter vorgenommen. Damit der Amtsvorstand auf alle Fälle über den baulichen Zustand der Brücken seines Bezirks unterrichtet ist, müssen die die Hauptprüfungen vornehmenden Beamten der Reichsbahndirektion den Ausfall der Prüfungen im Anschluß an diese eingehend mit ihm besprechen.

Für die Durchführung der Prüfungen und für die im allgemeinen nur noch vor der Inbetriebnahme neuer oder zu verstärkender Brücken vorzunehmenden Belastungsversuche werden nähere Weisungen erteilt, außerdem werden für sämtliche zu führenden Verzeichnisse, Bücher und Hefte Musterbeispiele in die Vorschriften aufgenommen.

Zur Durchführung der Prüfungen werden die Reichsbahndirektionen zweckmäßig die Bildung von eigenen Brückenrotten anstreben und sich außerdem zur Beförderung der Geräte usw. einen Brückenwagen einrichten — wie dies bei einigen Reichsbahndirektionen bereits heute der Fall ist —, woraus je nach Bedarf im Laufe der Zeit eine kleine Brückenwerkstätte zur Vornahme von kleineren Ausbesserungen und Verstärkungen entwickelt werden kann.

Bei der Aufstellung der „Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken“ (GE) sind die Erfahrungen und die Versuchsergebnisse der letzten Jahre berücksichtigt worden. Die Vorschriften beschränken sich im allgemeinen darauf, nur die hauptsächlichsten maßgebenden Gesichtspunkte für die Durchbildung von eisernen Eisenbahnbrücken anzuführen, lassen also dem Konstrukteur genügende Freiheit für die Durchbildung der Einzelheiten. Auch enthalten die „Grundsätze“ keine zahlenmäßigen Angaben über Einzelheiten, die, wie z. B. die Bauhöhen, Lichthöhen über Straßen, Kanälen usw., von den örtlichen Verhältnissen abhängen und daher nicht einheitlich festgesetzt werden können.

Unter den allgemeinen Richtlinien für die Durchbildung von eisernen Brücken wird unter anderem auch die Rücksicht auf das gute Aussehen der Bauwerke und ihre Anpassung an die Umgebung erwähnt. Die beim Entwurf von neuen Brücken maßgebenden Umgrenzungslinien des freizuhaltenden Raumes und die maßgebenden Umgrenzungslinien des lichten Raumes für bestehende Brücken werden unter Berücksichtigung der durch die Elektrisierung der Bahnen bedingten Erweiterung in einer besonderen Anlage zusammengestellt. Bei neu zu erbauenden Brücken ist wegen der nicht zu vermeidenden Ungenauigkeiten in der Aufstellung zwischen den Teilen des Überbaues und der Umgrenzung noch ein Spielraum von 3 cm vorzusehen.

Die mit Rücksicht auf die Rostgefahr zu verwendenden geringsten Eisendicken sind für den gewöhnlichen Flußstahl St 37 und den hochwertigen Baustahl St 48 einheitlich festgesetzt worden. Besonders wichtige Bestimmungen enthält der Abschnitt über Verbindungsmittel. Auf Grund von Ergebnissen der vom Baukonstruktionsamt der Gruppenverwaltung Bayern durchgeführten Versuche dürfen künftig Halbrundniete nur noch verwendet werden, wenn die Gesamtdicke der zu verbindenden Teile den 4,5fachen Betrag des Nietdurchmessers nicht übersteigt. Andernfalls sind bis zu einer Gesamtdicke gleich dem 6,5fachen Nietdurchmesser halb versenkte Niete (Linsensenkniete) zu verwenden. Bei noch größerer Gesamtdicke der zu verbindenden Teile sind konische Bolzen mit einer Neigung der Mantellinie von $^1/_{100}$ vorgeschrieben, die an Stelle von Linsensenknieten auch schon bei geringerer Gesamtdicke der zu verbindenden Teile empfohlen werden. Senkniete dürfen künftig nur noch in besonderen Fällen, z. B. bei Lagern und Gelenken, verwendet werden. Für die Sinnbilder der Niete sind vorläufig noch die bisherigen Festsetzungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie maßgebend; es wird aber beim Normenausschuß beantragt werden, daß die von Gerber herrührenden und früher vielfach verwendeten Sinnbilder wegen ihrer Einfachheit an Stelle der bisherigen Sinnbilder als Norm eingeführt werden. Bei den Bestimmungen über Nietabstände ist noch zu erwähnen, daß der größte zulässige Abstand nicht nur mit Rücksicht auf den Durchmesser des Nietes, sondern auch mit Rücksicht auf die Dicke des dünnsten der zu verbindenden außenliegenden Teile festgesetzt ist.

Für die Stegblechhöhe von Vollwandträgern und für die Netzhöhe von gegliederten Trägern werden auf die Stützweite bezogene zahlenmäßige Angaben gemacht. Für die Ausbildung von Kragarmen, auf die besondere Sorgfalt zu verwenden ist, werden einige Beispiele gezeigt. Eingehendere Bestimmungen sind ferner für die Durchbildung von Stäben mit mehrteiligem Querschnitt getroffen. Die Verspannungsglieder, die auch bei Zugstäben anzuordnen sind, sind mit Rücksicht auf das gute Aussehen möglichst einheitlich zu gestalten. Auf die Wichtigkeit einer sorgfältigen Ausbildung der Stöße und der Knotenpunkte wird besonders hingewiesen.

Der Abschnitt über Fahrbahnausbildung enthält unter anderem Bestimmungen über die Höhe der Fahrbahnträger und über ihre Anschlüsse, wobei für die Ausbildung der Endquerträger noch besondere Vorschriften gegeben werden. Die Maßnahmen zur Entwässerung der Fahrbahn bei Brücken mit durchgehendem Schotterbett werden eingehend behandelt, und zum Schlusse des Abschnitts werden noch Vorschriften für die Bauweise mit einbetonierten Trägern gegeben. Weitere Abschnitte behandeln kurz die Wind- und Bremsverbände, die Ausbildung der Fußsteige, der Lager, der Säulen und der Besichtigungsvorrichtungen.

Mit diesen beiden Vorschriften und den im Februar d. J. neu herausgegebenen Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE) sind für das ganze Gebiet der Deutschen Reichsbahn einheitliche Vorschriften für Berechnung, Bau und Überwachung der eisernen Brücken geschaffen, die dem neuesten Stande der Wissenschaft entsprechen und auf langjährigen Erfahrungen beruhen. Die auch auf dem Gebiete des Brückenbaues anzustrebende Vereinheitlichung läßt es wünschenswert erscheinen, daß ähnliche Vorschriften sich auch außerhalb der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft einbürgern.

Ernst.

Alle Rechte vorbehalten.

Bautechnische Beobachtungen und Folgerungen bei dem neuen Erdbeben in Californien.

Das Erdbeben, das am 29. Juni d. J. die californische Stadt Santa Barbara 24 Stunden lang mit kurzen Zwischenräumen heimsuchte und dessen Folgen auch in deutschen Tageszeitungen eingehend geschildert sind, ist für den Ingenieur in mehrfacher Hinsicht lehrreicher geworden, als es die nach Heftigkeit und Ausdehnung der Erschütterungen viel bedeutenderen und folgenschwereren Erdbeben von San Francisco, Messina und Japan zu sein vermochten.

Im wesentlichen deshalb, weil sachverständige Hilfe sofort zur Stelle und in der Lage war, ungesäumt nach einheitlichem Plan an das Werk der ersten Hilfeleistung und Untersuchung der angerichteten Schäden zu gehen. Nach einem Bericht des San Franciscoer Zivilingenieurs H. D. Dewell in „Eng. News-Rec." vom 9. und 23. Juli 1925 lief, noch bevor sich die Staubwolken verzogen hatten, bereits von Ingenieuren aus San Francisco und Los Angeles das Anerbieten fachmännischer Hilfe ein, das dankend angenommen wurde. Gleich nach ihrem Eintreffen wurde von ihnen das erste Rettungswerk und die planmäßigen Aufräumungs- und Wiederherstellungsarbeiten organisiert und unter ihrer Leitung mit Unterstützung örtlicher Techniker auch schnell und wirksam durchgeführt.

Abb. 1.

Da glücklicherweise kein Feuer ausgebrochen war und weder durch Schadenwirkung noch zum Zwecke von Aufräumungsarbeiten Sprengungen ausgeführt worden waren, boten sich hier in Santa Barbara ungewöhnlich günstige Gelegenheiten zu Beobachtungen und Studien. Wie Dr. Bailey Willis, Professor an der Stanford Universität und Vorsitzender der amerikanischen Seismologischen Gesellschaft mitteilt, befand er sich zur Zeit des Erdbebens in der Umgebung der Stadt. Nach seiner Ansicht handelte es sich um örtlich begrenzte Erschütterungen mittlerer Stärke in Nähe der Erdoberfläche, etwa nach Klasse 8 (obere Grenze nach 9) der Stufenfolge von Rossi-Forel, wonach bedeutet:

Klasse 8 starke Stöße, Einsturz von Schornsteinen, Mauerrisse;
Klasse 9 sehr starke Stöße, teilweiser oder völliger Einsturz einzelner Gebäude;
Klasse 10 Stöße allerstärkster Art, allgemeine Zerstörung und Verwüstung, Verschiebung der Erdschichten, Bodenrisse, Bergstürze.

Vergleichsweise sei mitgeteilt, daß das große Erdbeben von San Francisco im Jahre 1906 etwa zwischen Klasse 9 und 10 einzuordnen ist.

Die Erschütterungen hatten gegen 5,30 Uhr begonnen, um 6,40 Uhr kam der stärkste und folgenschwerste Stoß. Wenn außer dem auf 10 bis 15 Mill. $ veranschlagten Sachschaden nur dreizehn Menschenleben zu beklagen sind, so ist das im wesentlichen dem Umstande zu verdanken, daß der Hauptherd der Verwüstung im Geschäftsviertel lag, das um die angegebene Tageszeit noch so gut wie menschenleer war. Nachdem dieses Hauptzerstörungsgebiet in sechs Bezirke geteilt, die hauptsächlichsten Gebäude der äußeren Stadtteile in einen siebenten zusammengefaßt und alle sieben unter die Mitglieder des Ingenieurkomitees verteilt waren, konnten diese nach anstrengender zweitägiger Arbeit einen ausführlichen Bericht erstatten; in allen Fällen, wo dieser das unverzügliche Einreißen von Gebäuden empfahl, wurde — um durchaus sicher zu gehen — eine zweite Besichtigung derartiger Gebäude vorgenommen.

Unter den Erdstößen war die Sperrmauer des für die Wasserversorgung des Bezirkes dienenden Sheffield Staubeckens gerissen und ein Teil der unteren Stadt durch mehr als 200 Mill. l Wasser überschwemmt. Da andere Versorgungsbecken und eine Anzahl von Sammelleitungen jedoch unversehrt geblieben waren, konnte bereits um 10 Uhr vormittags des ersten Erdbebentages die Wasserversorgung und gegen Mittag auch die Entwässerung wiederhergestellt oder doch behelfsmäßig instand gesetzt werden. Kleinere Brände wurden unverzüglich gelöscht und am städtischen Kai Dampfer aufgestellt, deren Pumpen für den Fall weiterer Rohrbrüche Seewasser zu Löschzwecken bereithielten.

Abb. 1 zeigt einen Teil Straße der am Meeresufer, der — anscheinend auf angeschüttetem Gelände liegend — infolge der Erdstöße eingesunken ist, was den Anlaß zu starker Rissebildung zwischen Straßenrand und Böschung gegeben hat. Im übrigen haben die Ufer- und Kaianlagen nur in geringem Maße gelitten, ebenso die bereits erwähnten Entwässerungs- und Wasserversorgungsanlagen, die Bahnkörper, die Licht-, Telephon- und Telegraphenleitungen. Größere Brücken kamen im Erdbebengebiet nicht in Frage, kleinere Überführungen und Durchlässe sind zum Teil in kleinerem Umfange beschädigt, im wesentlichen beschränken sich jedoch die Zerstörungen auf die Hochbauten des Geschäftsviertels von Santa Barbara.

Dieses erstreckt sich zu beiden Seiten der States Street auf eine

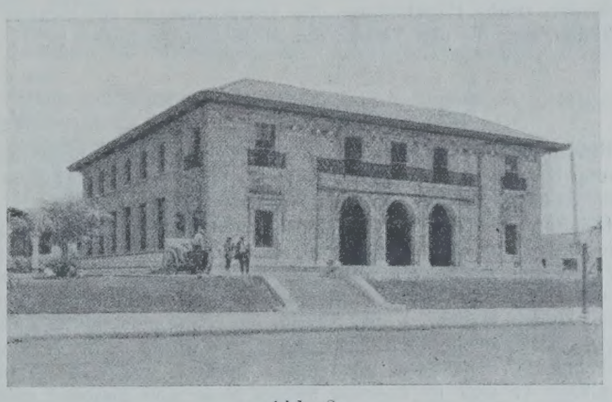


Abb. 2.

Breite von zwei Baublocks, eine Länge von rd. 1500 m und bedeckt eine Fläche von rd. 40 ha. Außerdem sind naturgemäß über die ganze Stadt eine großer Reihe öffentlicher Gebäude — Krankenhäuser, Schulen, Theater, Waisenhaus u. a. m. — verstreut, die vorzugsweise in Eisenbeton ausgeführt sind. Eine zeitgemäße Bauordnung hatte vor dem Erdbeben nicht bestanden, offenbar auch keine sachverständige Baupolizei; der allgemeine Gebäudetyp außerhalb des Geschäftsviertels entspricht etwa dem — in Amerika — als Bauklasse C bekannten mit Umfassungswänden und Ziegel- oder Hohlblockmauerwerk und vorzugsweise ein oder zwei Geschossen. Die neuen Geschäftshausbauten waren in Eisenbeton mit Umfassungswänden aus gleichem Baustoff, aus Backstein- oder Hohlblockmauerwerk ausgeführt; namentlich für einstöckige Bauten und Zwischenwände war das letztere vielfach verwendet worden.

Die Beschaffenheit der Baustoffe und die Bauausführung war im allgemeinen schlecht. Vor allem diejenige des Ziegelmauerwerks erklärt zweifellos die umfangreiche Zerstörung gerade der damit hergestellten Gebäude. Von den Eisenbetonbauten haben die einen gut gehalten, andere sind empfindlich beschädigt. Zum Teil mag diese Verschiedenheit auf die Untergrundverhältnisse zurückzuführen sein, in der Hauptsache jedoch erklärt sie sich aus der Beschaffenheit des Entwurfs, der Bauausführung und der Baustoffe.

Bei seinen ersten Mitteilungen war Dewell von der Annahme ausgegangen, daß Hochbauten in Eisenfachwerk in Santa Barbara nicht vorhanden gewesen seien, bei sachgemäßer Ausführung durch ein Erdbeben wie das in Rede stehende jedoch kaum beschädigt worden wären. In seinem zweiten Bericht ist er in der Lage, diese Vermutung zu bestätigen durch das Beispiel des Postgebäudes, das — ebenso wie das Gebäude der Christian Church — in Eisenfachwerk mit anscheinend selbsttragenden Wänden ausgeführt und ausweislich der Abb. 2 ohne jede Beschädigung geblieben ist, obschon es im Mittelpunkte des Zerstörungsgebietes steht.

Ebenso haben die in Entwurf und Bauausführung einwandfreien Eisenbetonbauten, namentlich wenn auch die Wände aus gleichem Material bestanden, nur sehr geringen Schaden aufzuweisen, während anderseits die leider recht zahlreichen nicht genügend standsicheren und zu leicht ausgeführten Häuser dieser Bauart sehr erheblich gelitten haben. Offenbar ist ferner die Verwendung von Hohlblöcken

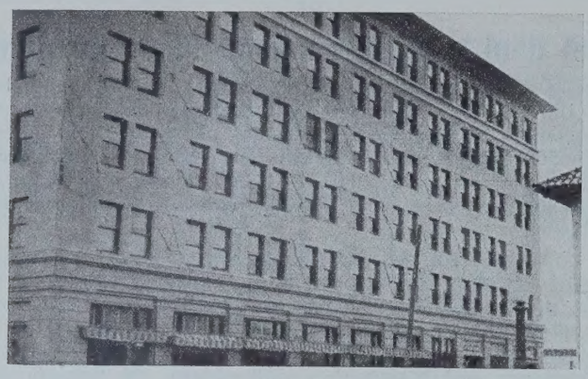


Abb. 3.

für Außen- und Zwischenwände im Erdbebengebiet durchaus zu widerraten.

Das in Abb. 3 dargestellte Gebäude der Central Nationalbank ist als sechsstöckiges Eisenbetonfachwerk-Gebäude mit Außen- und Zwischenwänden aus Hohlblockmauerwerk errichtet. Infolge des Erdbebens zeigt eine der seitlichen Außenmauern in den unteren Geschossen starke Rissebildung, die Hauptfront ist anscheinend unbeschädigt, was für den Verlauf der Stöße kennzeichnend ist.[1])

Abb. 4.

Das vier Stock hohe, in Eisenbeton mit unversteiften Hohlblock-Zwischenwänden ausgeführte San Marcos-Gebäude (Abb. 4) ist besonders schlimm zugerichtet und bestätigt, in minderwertigem Beton hergestellt, vollauf das zu diesem Punkte Gesagte, indem die ganze Eckpartie des an zwei Straßenfronten liegenden und L-förmigen Grundriß zeigenden Gebäudes völlig eingestürzt, der Rest schwer beschädigt ist.

[1]) Vergl. hierzu auch die Abbildungen eines demnächst in „Beton u. Eisen“ erscheinenden Aufsatzes über den gleichen Gegenstand.

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Stadtbaurat Krause †. Am 11. August starb nach kurzer schwerer Krankheit im 70. Lebensjahre der langjährige Stadtbaurat von Berlin, Geheimer Baurat Dr.-Ing. ehr. Friedrich Krause.

Geboren am 21. März 1856 in Uggenen in Ostpreußen, besuchte er die Universität Königsberg und die Bauakademie Berlin, wirkte später an den Tiefbauverwaltungen zu Posen, Königsberg — wo er sich um den Brückenbau, die Kanalisation und den Bau eines Wasserwerks verdient machte — und Stettin, wo er die mustergültige Hafenanlage geschaffen hat. Am 25. März 1897 wurde er als Nachfolger Hobrechts als Stadtbaurat nach Berlin berufen, um dessen Tiefbauverwaltung er sich in überaus hohem Maße und bleibend verdient gemacht hat. Seine Hauptwerke sind jedem Berliner und, über den ehemaligen Wirkungskreis des Verewigten hinaus, jedem Ingenieur bekannt.

Bereits zu Beginn des Jahrhunderts wurden von ihm die Entwürfe für die Untergrundbahn Nord-Süd gefertigt, die freilich erst nach 10jähriger, durch den Krieg verlängerter Bauzeit dem Verkehr übergeben werden konnte. 1908 trat er mit einem Vorschlage für Straßendurchbrüche zur Entlastung der Leipziger Straße und des Potsdamer Platzes an die Öffentlichkeit, nachdem sein erster großer Plan die Schaffung einer Hoch- und Untergrundbahn-Verbindung sämtlicher Fernbahnhöfe Berlins gewesen war. In nimmer rastender Arbeit wurden von ihm die Entwürfe eines großzügigen Schnellbahnnetzes nach Lichtenberg, Weißensee, Moabit, Treptow usw. geschaffen; wo auch in der Folgezeit man dem Berliner Verkehr wird neue Wege schaffen müssen, fast immer wird man den Vorarbeiten Krauses begegnen, oft auf ihnen fußen können. Er schuf fast sämtliche neueren Brücken Berlins, als deren bekannteste die vielgenannte Millionenbrücke im Zuge der Swinemünder und Christianiastraße, ferner den Ausbau des Radialsystems der Kanalisation. Nicht zuletzt verdankt die Reichshauptstadt ihm den Umbau des Mühlendamms, den Tunnel unter den Linden und die Beseitigung des Scheunenviertels; er hat ferner bei der Aufstellung der Pläne zum Umbau des Universitätsviertels mitgeholfen, der als Jubiläumsgeschenk für den Kaiser geplant war.

Sein Lebenswerk jedoch war der Bau der städtischen Häfen: Durch die Anlage des Ost- und des Westhafens machte er Berlin zum größten Binnenhafen Europas. In dem nachrevolutionären Berlin war für ihn kein Platz. Bei Inkrafttreten der Einheitsgemeinde am 1. Oktober 1920 wurde er wie andere bewährte Kräfte mit schlichtem Abschied aus dem Dienst der Stadt entlassen. Die Wissenschaft hat die Verdienste Friedrich Krauses geehrt, indem ihm im Juli 1923 Rektor und Senat der Charlottenburger Hochschule die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen. In der Geschichte der über 20 Jahre von ihm betreuten Stadt und in derjenigen des Tiefbaues wird sein Name weiter leben. Kittel.

Vortrag Brix auf der Tagung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau in München am 20. Juli 1925. Dem bedeutungsvollen Vortrage des Geh. Regierungsrats Prof. Dr.-Ing. Brix über „Ausführungen und Erfahrungen auf dem Gebiete des Automobilstraßenbaues“ entnehmen wir folgendes:

Es steht ziemlich fest, daß die gewöhnliche Schotterstraße für den neuzeitlichen Verkehr unzureichend ist. Von jeder guten Straße muß ein tragfähiger trockener oder trockengelegter Untergrund, ein fester Unterbau und darüber eine widerstandsfähige, wenig Staub und Schmutz abgebende Fahrbahn gefordert werden. Die alten römischen Staatsstraßen sind diesen Ansprüchen gerecht gewesen, und mit ihrem festen Unterbau und der aus Beton oder aus mächtigen Quadern bestehenden Fahrbahn würden sie heute noch den höchsten Ansprüchen genügen (Via Appia).

Der große Bedarf an Material und Arbeitskraft, den die römische Straße erfordert, ermöglichten ihre spätere Nachahmung nicht mehr, und als Mac Adam und Trésaguet anfangs des 19. und Ende des 18. Jahrhunderts ihre Bauweisen, jener die Macadam-Bauweise, dieser die Schotterstraße mit Packlage als Grundbau, einführten, haben sie eine große Tat vollbracht, da sich hierauf fußend ein guter Landstraßenbau ausbilden konnte. Auf die Herstellung möglichst dichter Schotterdecken aus widerstandsfähigem Kleinschlag wurde immer mehr Aufmerksamkeit verwendet. Aber auch die unter Wasserzusatz festgewalzte Schotterdecke, der zur Ausfüllung der Hohlräume und zur guten Verteilung die richtigen Bindemittel in Gestalt von Kies, Grus und Splitt in der passenden Menge zugesetzt worden sind, widersteht nicht den Angriffen der schnellfahrenden Automobile, besonders der schweren Lastautos. Große Staubmengen werden erzeugt, die Schottersteine lockern sich und werden teils durch Stoß-, teils durch Saugkraft aus dem Verbande herausgerissen. Mit der Staubbekämpfung durch Oberflächenteerung setzte die Straßenverbesserung ein, statt der Wasserzugabe beim Walzen folgte die Zugabe von Teer und Bitumen oder eines Gemisches beider, sei es durch das Tränkungsverfahren oder durch Herstellung von durch Teer und Bitumen umhülltem Schotter durch die Innenteerung, wobei wir von Teer-, Bitumen- und Asphaltmacadam, auch Asphaltbeton sprechen. Es wurden die Verfahren auf warmem und kaltem Wege ausgebildet, und vor etwa 40 Jahren zeigte uns Gravenhorst die Herstellung des Kleinpflasters. Etwas später wurden Zementbetonstraßen ausgeführt, die aber in den Städten von Stampf- und Gußasphalt und von Holzpflaster, sämtlich auf Betonfundament ruhend, völlig verdrängt wurden. Aus der Stampf- und Gußasphaltdecke leiteten sich die Walz- und Sandasphaltverfahren ab, wobei als Rohstoff das aus der Destillation des Rohpetroleums stammende Petrolpech, namentlich als Mexikobitumen, in steigendem Maße zur Verwendung kommt. — Das Bestreben, möglichst unabhängig von der Witterung dem Straßenkörper Bitumen einverleiben zu können, führte zu dem Verfahren der Beigabe von Teer und Bitumen in Form von Emulsion. Ich führe in dieser Beziehung die Namen Askolit, Vialit und Kiton an. — Dr. Deidesheimer hat das System einer Großschotterstraße mit Schwerwalzbetrieb in die Praxis eingeführt, ein Mittelding zwischen Schotter und Pflasterdecke. In den letzten Jahren haben aber namentlich die Betonstraße in Nordamerika und die Bitumendecke in den verschiedensten Ausführungen, namentlich in England, große Ausdehnung erfahren. Sie sind neben dem Kleinpflaster wohl als die Straßen der Zukunft zu bezeichnen.

Die Einführung zeitgemäßer Maschinen hat für den Bau von Straßen eine außerordentliche Bedeutung, ja, durch diese allein wird in Verbindung mit zweckmäßigen Arbeitsdispositionen der Straßenbau auf die notwendige, in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht leistungsfähige Höhe gebracht.

Hartes Steinpflaster mit Fugenverguß ist bei gutem Unterbau dem schwersten Verkehr gewachsen, wobei der allgemeine Grundsatz zu beachten ist, daß der neuzeitliche Verkehr eine möglichst ebene Oberfläche verlangt; Reihenpflaster ist deshalb dem Kopfsteinpflaster vorzuziehen. In feuchtem Klima und in Steigungen wird Basalt und Ilseder Schlackenstein, wohl Schlackenstein überhaupt, zu glatt.

Das Holzpflaster, das sich besonders in Bremen bewährt hat, wird zweckmäßig als Brückenbelag angewandt. Ich weise hier auf eine Veröffentlichung des Landesbaurats Henning im „Bauingenieur“ 1925, Heft 12, hin, durch die für Brücken die Anwendung von Hanfseil- und Hanfgurtdecken als Straßenbelagdecke empfohlen wird.[1])

Das Kleinpflaster hat sich für mittleren und schweren Verkehr bewährt und erfordert bis jetzt die geringsten Unterhaltungskosten. Bitumenverguß möchte ich hierbei besonders empfehlen.

Die gewöhnlichen Oberflächenteerungen und ähnliche Verfahren sind nur mittlerem Verkehr gewachsen, für feuchte sowie schattige Straßen aber ungeeignet. Immerhin wird bei jährlich ein- bis zweimaliger Teerung die Dauer der Schüttung verdoppelt.

Bei Innenteerungen und bituminösen Ausführungen ist die Lebensdauer der Straßen gegenüber der wassergebundenen Schotterdecke im allgemeinen die vierfache. Einige patentierte Verfahren sind auch schwerstem Verkehr gewachsen. Dauernde Ausbesserungen sind nicht zu umgehen. Sowohl Asphaltmacadam als Teerpechmacadam haben Erfolge aufzuweisen, auch das Kaltasphaltverfahren. Es sind aber auch ungünstiger lautende Urteile eingegangen, weshalb es noch eingehenderer Erfahrungen bedarf. Das gleiche ist der Fall bei der Verwendung von kaltem Teer und Bitumenemulsion, worüber von anderer Seite zum Teil recht günstige Erfahrungen gemeldet werden.

Über Betonstraßen liegen in Deutschland nur wenige Erfahrungen vor. Die älteren Betonstraßen, z. B. das Kieselingpflaster, haben manche Mißerfolge aufzuweisen gehabt. In den meisten Verwaltungen ist Klein- und Großpflaster in beträchtlichem Umfange vorgesehen. Oberflächenteerungen sollen in mehreren Provinzen ausgeführt werden. Betonstraßen mit und ohne Eiseneinlagen sind im Staate Sachsen und in Anhalt geplant, während Asphaltstraßen verschiedener Ausführungen in Brandenburg, in Bayern, in der Rheinprovinz, in Wiesbaden, Hessen, Oberschlesien, Westfalen und anderen Orten vorgesehen sind. Teermacadamverfahren sollen in Wiesbaden, Hannover, Cassel und anderen Orten ausgeführt werden. An diese Ausführungen werden sich weitere Erfahrungen knüpfen; namentlich aber werden uns die Ergebnisse der ausgeführten Versuchsstraßen im Aus- und Inlande und die Erfahrungen wertvoll sein, die die im Auslande hergestellten neuen Automobilstraßen, u. a. auch die neue Automobilstraße von Mailand nach den oberitalienischen Seen, die der Anregung des Ingenieurs Puricelli ihre Entstehung verdankt, uns liefern werden.

Die vom Deutschen Straßenbauverbande unter teilweiser Mitwirkung der Studiengesellschaft unter der technischen Oberleitung des Herrn Oberbaurats Nagel erbaute Versuchsstraße bei Braunschweig zur Ermittlung der Einwirkung der Kraftwagen auf die Fahrbahn ist in dieser Beziehung von besonderem Interesse.[2]) Die Fahrbahnen dieser Versuchsstraße bestehen aus Kleinpflaster, aus gewöhnlicher Chaussierung, aus Chaussierung mit Bitumen-Oberflächendichtung (Spramexasphalt), aus Asphaltschotter mit Innenasphaltierung, ausgeführt von der Westdeutschen Wegebaugesellschaft in Düsseldorf, wobei einerseits Petrolasphalt von der Rhenania und anderseits Bitumen der Mexiko-Bitumenkompagnie verwendet worden ist; ferner aus Beton, hergestellt von der Firma Dyckerhoff & Widmann namens des Beton-Vereins, und aus Innenteerung zur Hälfte nach dem Heißeinbauverfahren, zur anderen Hälfte nach dem Kalteinbauverfahren hergestellt.

Auf der Landstraße Barmen—Hastlinghausen—Witten ist eine rd. 2 km lange Versuchsstrecke gleichfalls in verschiedenen Straßenbauarten in Abteilungen von je 100 m Länge hergestellt worden. Im Zuge der Straße von München nach Garmisch ist im Forstenrieder Park zwischen München und Starnberg eine Zementbetonstrecke kürzlich fertig geworden.

Auch der Denkschrift des Stadtbaumeisters Röhr, Bochum, ist zu gedenken, die einen Vorschlag über den Neubau von rd. 350 km Autostraßen im Ruhrbezirk enthält. Die Kostenüberschläge darin dürften allerdings etwas zu gering ausgefallen sein.

Im Auslande stehen die Vereinigten Staaten von Nordamerika auch mit der Anlage von wissenschaftlich geleiteten Versuchsstraßen obenan. Namentlich sind zu erwähnen die Arlington-Versuchsstraße bei Philadelphia, die Betonversuchsstraße in Pittsburg, Kalifornien, und besonders die Versuchsstrecke des Staates Illinois, die Bates Road bei Springfield. Bei einer Straßenlänge von rd. $3^1/_4$ km sind sechs Gruppen mit 63 verschiedenen Querschnitten seit etwa zwei Jahren zur Ausführung gekommen, und zwar Klinkerdecke auf Macadamgründung mit bituminöser Fugenfüllung; Asphaltbetondecke auf Macadam; Asphaltbetondecke auf Beton; Klinkerdecke mit bituminöser Fugenfüllung auf Beton; Klinkerdecke in Zementmörtel auf Beton; eisenbewehrte und unbewehrte Betondecken in 26facher Ausführungsweise.

In England sind seit 1913 dauernd Versuchsstraßen, hauptsächlich mit bituminösen Straßendecken, zur Ausführung gekommen, und in Frankreich hat im vorigen Jahre eine Studiengesellschaft für Betonstraßen bei Bry sur Marne eine Versuchsstrecke von 1400 m Länge in zwölf verschiedenen Betonausführungsarten hergestellt.

Welche Tagesfragen der Erörterung und Prüfung entgegensehen, lehrt das Programm für den 5. Internationalen Straßenbaukongreß, der vom 6. bis 13. September 1926 in Mailand stattfinden soll, Fragen, mit denen wir uns auch in Deutschland beschäftigen, auch wenn wir nicht in der Lage sein sollten, in Mailand in Gedankenaustausch mit ausländischen Fachmännern offiziell einzutreten. Es werden in Mailand bezüglich Bau und Unterhaltung der Straßen behandelt werden

1. Betonstraßen, insbesondere Fortschritte in der Anwendung der Baustoffe zur Herstellung von Straßenbefestigungen in Zementbeton;
2. Straßenbefestigungen aus Bitumen und Asphalt, Forderungen an die Baustoffe, Bindemittel und Zuschlagstoffe;
3. Einheitliche Angaben und Anforderungen an Steinkohlenteer, Bitumen und Asphalt.

Im Hinblick auf Verkehr und Betrieb wird verhandelt werden über

1. Verkehrsbeobachtungen, einheitliche internationale Grundsätze für die Aufstellung von Verkehrsstatistiken;
2. Stadterweiterungen und -verbesserungen im Hinblick auf die Verkehrsinteressen und allgemeine Verkehrsregelung in den Städten;
3. Autostraßen. Umstände, die die Anlagen besonderer Straßen rechtfertigen. Zuständige Behörden, Aufbringung der Mittel, Beihilfe öffentlicher Körperschaften, Benutzungsgebühren, Verkehrsregelung sowie Verbindung mit öffentlichen Wegen im Hinblick auf Schönheit und Verkehr im allgemeinen.

Für Deutschland ist es eine der nächsten Aufgaben, ein Verkehrstraßennetz im Anschluß an die großen Hauptstraßen des Auslandes festzulegen. In dieser Beziehung hat das sächsiche Finanzministerium bereits vorgearbeitet und unter Leitung von Ministerialrat Dr. Speck schon ein Verkehrstraßennetz für Autodurchgangstraßen in Deutschland aufgestellt.

Im einzelnen sei noch auf einige Ergebnisse und besondere Erfahrungen hingewiesen. Die Betonstraße ist der heute in den Vereinigten Staaten erfolgreichste Straßentyp, soweit es sich um die Landstraßen handelt. Die Erfahrung zeigt, daß bei Betonstraßen die nicht unterstützten Ecken, die Ränder und die Längsseiten die schwächsten Stellen der Decke sind. Daher hat sich entweder eine Verstärkung der Decke an diesen Stellen oder die Einlegung von Bewehrungseisen, Rundstäben, schließlich auch beides bei besonders starkem und schwerem Verkehr, als nützlich erwiesen. Die Rissebildung ist bei Betondecken unvermeidlich. Durch Anordnung von Dehnungsfugen, Querfugen alle 6 bis 10 m und eine Längsmittelfuge bei Straßen über 6 m Breite lassen sich aber die Risse an diese Fugen bannen. Sie lassen sich derart meistern, daß sie, abgesehen von Haarrissen, mit den vorgesehenen Dehnungsfugen übereinstimmen. Bei während kalten Wetters gebauten Betonstrecken zeigten sich 12 mm starke Dehnungsfugen zu schmal, beim Eintritt wärmerer Tage entstanden Preßfugen, wodurch der Beton gesprengt wurde. Temperatur und Feuchtigkeitsgehalt der Luft sind bei Ausführung der Betondecken besonders zu beachten. Die Wasserzugabe ist hiernach zu regeln.

In den Vereinigten Staaten wird angenommen, daß eine zweckmäßig angeordnete Eiseneinlage die Lebensdauer der Decke um $^1/_5$ verlängert. Es ist dort gelungen, Betondecken auszuführen, ohne daß Längsrisse auftauchten. Dies wird auf die Kantenverstärkung und die sorgfältige Behandlung des Betons nach dessen Einbau zurückgeführt. Möglichst trockene Mischung wurde hierbei bevorzugt. Darüber, ob eine Betondecke in zwei Schichten oder als Einheitsdecke zweckmäßiger ausgeführt ist, sind die Meinungen noch geteilt.

Es erscheint nicht ausgeschlossen, daß auch das Zementbetonspritzverfahren, der Torkret- oder Beton nach dem sogenannten Kraftverfahren zur Herstellung von Straßendecken mit Erfolg angewendet werden kann.

Regelmäßige und ausreichende Anlieferung und ein genügender Vorrat der Baustoffe ist namentlich bei den Betonstraßen für den

[1]) Vergl. auch „Die Bautechnik“ 1925, Heft 20.

[2]) Vergl. hierzu „Die Bautechnik“ 1925, Heft 10.

raschen und guten Baufortgang erforderlich. In den Vereinigten Staaten werden deshalb dem Unternehmer die angelieferten und aufgespeicherten Baustoffe nach geschehener Prüfung durch den bauleitenden Ingenieur sofort bezahlt.

Auf Dammschüttungen und neuen Brückenrampen sollten die endgültigen Straßendecken erst nach ein bis zwei Jahren hergestellt werden.

Bei der Konstruktion des Straßenkörpers muß berücksichtigt werden, ob er auf Dämmen oder in Einschnitten, auf aufgeschüttetem oder gewachsenem Boden liegt. Bei Betondecken und Betonunterbau auf Dämmen sind größere Stärken und mehr Eiseneinlagen zu fordern, als wenn es sich um Betondecken in Einschnitten handelt.

Beton aus Schlackenschotter hat sich gut bewährt, und die Schlackenbetonstraßen zeigen praktisch eine tadellose Oberfläche.

Bei bituminösen Straßendecken ist die eigentliche Tragschicht der Sand, das Bitumen wirkt nur als Kitt- und Klebemittel, und der Mineralstaub dient zur Ausfüllung der Zwischenräume, wobei diese drei Stoffe eine möglichst dichte Masse ergeben müssen. Es ist deshalb irrig, wenn geglaubt wird, eine Straßendecke wäre um so besser, je größer der Zusatz an Bitumen ist. Manche ungünstige Erfahrungen in neuerer Zeit sind auf diese irrige Anschauung zurückzuführen. Ein zu hoher Gehalt an Bitumen und ein zu geringer Prozentsatz des Feingemenges gibt auch Veranlassung zum Schieben und zur Wellenbildung der Asphaltfläche. Möglichst große Dichtigkeit ist eine gute Gewähr gegen Schieben des Asphalts. Nach amerikanischen Vorschriften soll kein bituminöses Material zur Straßenherstellung verwendet werden, wenn die Temperatur im Schatten unter 50° F = 10° C ist, wenn sich die Oberfläche in feuchtem oder sonst in ungeeignetem Zustande befindet, und ohne schriftliche Genehmigung des amtierenden Ingenieurs darf zwischen dem 15. Oktober und dem 1. Mai kein Bitumen verwendet werden, wobei aber augenscheinlich nach den jeweiligen Witterungsverhältnissen verfahren wird. Die Mengenbestimmung des bituminösen Baustoffs soll sich auf eine Temperatur von 25° C beziehen.

Über die Zweckmäßigkeit der Herstellung von verhältnismäßig dünnen bituminösen Überzügen, etwa unter 2 cm, auf Betonstraßenflächen sind die Meinungen geteilt. Man sieht in den Vereinigten Staaten Straßenstrecken, auf denen sich derartige dünne Überzüge teilweise ablösten oder sich schon abgelöst hatten. In Rhode Island hat sich das Kaltmischverfahren zum Bau von Asphalt-Macadamstraßen bewährt. Bei sehr schwerem Fuhrwerkverkehr und bei gemischtem Verkehr wurden diese Decken, wenigstens in Rhode Island, weniger geeignet gefunden.

Der amerikanische Ingenieur nennt Asphaltbeton ein inniges Gemisch von Schotter, Sand, Kalksteinmehl und Asphaltzement. Asphaltzement wird das natürliche oder durch Petroleumdestillation gewonnene Bitumen (Mexikobitumen) genannt, dessen in Schwefelkohlenstoff (CS_2) löslicher Bitumengehalt nach amerikanischen Vorschriften nicht weniger als 99,5 % bei nicht über 20 % Gehalt an festem Kohlenstoff sein darf.

Das Streuen von Portlandzement auf die fertiggewalzte Walzasphaltdecke hat sich im Staate Ohio als zweckmäßig gezeigt. Es bildet sich dadurch eine feste gleichmäßige Haut.

In Detroit wird neuerdings für die Hauptverkehrsstraßen eine 20 cm starke Betongründung und darüber eine $8^3/_4$ cm starke Walzasphaltoberschicht ausgeführt. Nach neuen Erfahrungen in Charlottenburg und London reicht bei sehr schwerem Verkehr eine Stärke von 20 cm nicht mehr aus, und man muß bis zu 30 cm Stärke gehen, sofern man es nicht mit einem besonders festen guten Untergrund zu tun hat. Hier seien auch die Teerzementdecken erwähnt, die anscheinend mit Erfolg von einer Oldenburger Firma ausgeführt werden. Die Teerzementdecke kommt auf eine Betonunterlage oder auch auf eine alte feste abgeglichene Fahrbahn; sie besteht aus Hartsteinschotter (90 R.-T. Schotter, 10 R.-T. Kies und Sand) und 40 bis 60 Teilen Portlandzement. Dieser mit 10 % Wasser gemischten erdfeuchten Masse werden dann noch etwa 5 Teile Steinkohlenteerdestillat kalt beigegeben.

In Belgien sind kürzlich Straßendecken aus Soliditit-Beton mit anscheinendem Erfolg ausgeführt worden. Es handelt sich um hochwertigen Zement mit Kieselsäurezusatz. In Deutschland wird dieses Verfahren durch die Deutsche Soliditit-Zentrale in Köln vertreten.

Neuerdings wird auch Schliemanns Straßenkitt, Bimex genannt, zur Ausbesserung und Herstellung von Straßendecken empfohlen. Er wird heiß bei einer Temperatur zwischen 140 und 180° C aufgetragen.

Als Fahrbahnbreite für eine Wagenspur sind bisher fast allgemein 2,5 m angenommen worden, etwa mit noch einem Zusatz von 0,5 bis 1 m.[3])

[3]) Vergl. Jos. Brix, „Die obere und unterirdische Ausbildung der städtischen Straßenquerschnitte“, Berlin 1909, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Dieses Maß erscheint nicht mehr hinreichend. In England ist als Normalmaß ein solches von 10 Fuß gleich rd. 3 m, neuerdings teilweise vorgeschrieben. Auf dem Internationalen Städtebaukongreß in New York wurde als Einheitsbreite des Fahrdamms für eine Verkehrsspur das Maß von 2,75 m, ohne Widerspruch zu finden, empfohlen.

Das Auto ist nicht so empfindlich gegenüber starken Steigungen wie der von tierischer Kraft gezogene Wagen. Der Benzinverbrauch wächst praktisch genommen nicht erheblich bei Überwindung von Straßenstrecken größerer Steigung. Viel mehr fällt der Zustand der Fahrbahn ins Gewicht. Nach amerikanischen Erfahrungen erfordert eine schlecht unterhaltene Straße den doppelten Benzinverbrauch gegenüber dem auf einer tadellosen Fahrbahn. Und so kann auch im Flachlande bei Autostraßen zeitweise unbedenklich auf Steigungen bis zu 5 % und im Berglande vielleicht bis zu 8 % heraufgegangen werden. Der Vortragende hat in den Vereinigten Staaten Steigungen zwischen 8 und 15 % und noch mehr, z. B. in Pittsburg angetroffen, allerdings durchweg als Beton- oder Klinkerstraßen ausgeführt, auf denen der Verkehr ohne Störung vor sich ging.

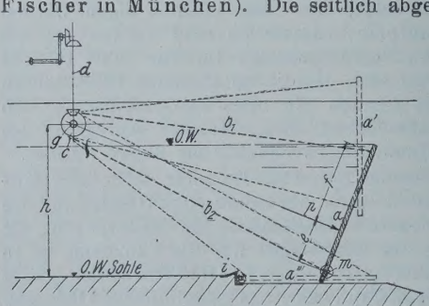
Bei den Straßenkurven ist eine ausreichende Sicht noch viel wichtiger als ein großer Kurvenhalbmesser. Alle Hilfsmittel, eine solche Sicht zu verschaffen, wie Abholzen und Abtragung von Einschnittmasse auf der Kurveninnenseite, sollten deshalb zur Anwendung kommen. Verbreiterung der Autostraßen in den Kurven unter 50 m Halbmesser, Herstellung einseitiger Neigung nach der Kurveninnenseite, Minderung des Längsgefälles, Erhaltung des Fahrdammes in bestem Stande, diese Forderungen müssen an die gekrümmte Autostraße gestellt werden.

Die Erbauung reiner Autostraßen und deren Unterhaltung muß der Initiative des Reiches, vielleicht noch besser der Initiative der Länder und von Gesellschaften, sowie Interessenten, vielleicht darunter auch die Reichspostverwaltung, unter Subvention und sonstiger Beihilfe des Reiches, der Länder, der berührten Städte, Orte und Industrien, sowie anderer Beteiligter, überlassen werden. Die Studiengesellschaft kann hierbei wertvolle Dienste leisten. Nach einem allgemeinen Plan würden vielleicht schon mit rd. 4000 km reinen Autohauptdurchgangsstraßen die wichtigsten Verbindungen in Deutschland nach Ost-West und Süd-Nord mit einer Gesamtausgabe von etwa 1600 Mill. R.-M. geschaffen werden können.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Wehrplatte (Kl. 84a, Nr. 404 524 vom 4. 9. 1923 von Eugen Fischer in München). Die seitlich abgedichtete Wehrplatte ist als Falltafel ausgeführt und oberwasserseitig durch eine Kette über der Sohle gehalten, die über Kettenräder geführt ist, deren Welle durch ein selbstsperrendes Vorgelege gedreht wird, wodurch die Falltafel einen bestimmten Neigungswinkel mit der Sohle einschließt. Zum Aufstellen der umgelegten Wehrplatte dient ein Anschlag, der gleichzeitig das Eindringen von Geschiebe verhindert.



Personalnachrichten.

Bayern. Der Oberbauamtmann und Vorstand des Kulturbauamts Kaiserslautern, Friedrich Meyer ist auf Ansuchen wegen nachgewiesener Dienstunfähigkeit auf die Dauer eines Jahres in den Ruhestand versetzt worden.

Württemberg. Übertragen wurden die erledigten Straßen- und Wasserbauämter Ellwangen dem Baurat Link, stellvertretenden Vorstand dieses Amts, und Kalw dem Baurat Geiger, stellvertretenden Vorstand dieses Amts.

INHALT: Pieranlage in Manila. — Der Wassergehalt des Gußbetons, auf Grund von Erfahrungen beim Bau der neuen Geestemünder Doppelschleuse. — Seilaufzug für ein Schiffshebewerk. — Vorschriften für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen, Dächer und Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken. — Bautechnische Beobachtungen und Folgerungen bei dem neuen Erdbeben in Californien. — Vermischtes: Stadtbaurat Krause †. — Vortrag Brix auf der Tagung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau in München. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 4. September 1925 Heft 38

Über den Betrieb der Schiffshebewerke des Centrekanals in Belgien.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat Walter Sperling, Münster (Westf.).

Der Centrekanal (canal du centre) schließt bei La Louvière an die Zweigkanäle des Centre an, die zur ersten Haltung des Charleroi-Brüssel-Kanals unterhalb der Scheitelstrecke im Abstiege nach Brüssel gehören. Bei Mons setzt sich der Centrekanal im Mons-Condé-Kanal zur Schelde fort. Der Kanal führt durch das dicht besiedelte Industriegebiet des Centre. Er dient ferner zur Verfrachtung von Fettkohle aus der Borinage nach dem Osten und von Magerkohle aus dem Kohlenbecken von Charleroi nach dem Westen Belgiens. Eine besondere Bedeutung erhält er dadurch, daß er innerhalb Belgiens für das normale belgische Kanalschiff von etwa 38,50 m Länge, von rd. 5,0 m Breite und von einer Tragfähigkeit von annähernd 300 t bei 1,80 m Tiefgang die einzige Verbindung zwischen der Maas und der Schelde und den mit diesen Flüssen zusammenhängenden Wasserstraßen herstellt.

Im Zuge dieses Kanals sind auf der kurzen Strecke von rund 7,0 km Länge 66,20 m Höhenunterschied zu überwinden. Das geschieht durch vier Schiffshebewerke. Das bekannte, im Jahre 1888 vollendete Schiffshebewerk von La Louvière, Nr. 1, vermittelt den 15,40 m hohen Abstieg aus den Zweigkanälen. Im Abstande von 3,93 km folgt Hebewerk Nr. 2 von Houdeng-Aimeries, das mit dem in 384 m Entfernung folgenden Hebewerk Nr. 3 von Bracquegnies ein gemeinsames Kraftwerk zur Erzeugung des Preßwassers besitzt. Weitere 4,30 km abwärts liegt Hebewerk Nr. 4 von Thieu am Beginn des Hennetales, nach dem der Hennegau seinen Namen führt. Die drei Hebewerke Nr. 2, 3 und 4 teilen sich in den Höhenunterschied von $3 \times 16{,}93$ m $= 50{,}80$ m. Dem weiteren Abstiege bis Mons dienen sodann sechs Kammerschleusen von $5 \times 4{,}20$ m und $1 \times 2{,}25$ m Gefälle auf 12,7 km Kanalstrecke.

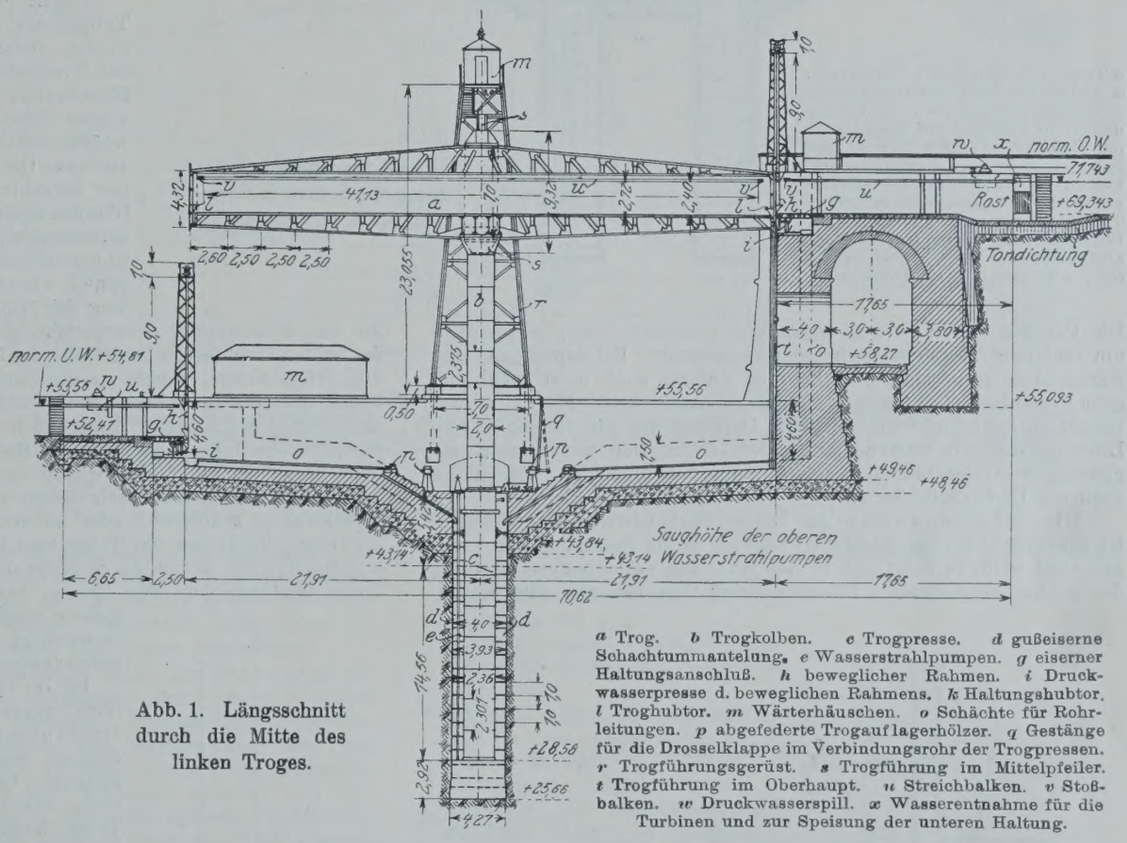


Abb. 1. Längsschnitt durch die Mitte des linken Troges.

a Trog. *b* Trogkolben. *c* Trogpresse. *d* gußeiserne Schachtummantelung. *e* Wasserstrahlpumpen. *g* eiserner Haltungsanschluß. *h* beweglicher Rahmen. *i* Druckwasserpresse d. beweglichen Rahmens. *k* Haltungshubtor. *l* Troghubtor. *m* Wärterhäuschen. *o* Schächte für Rohrleitungen. *p* abgefederte Trogauflagerhölzer. *q* Gestänge für die Drosselklappe im Verbindungsrohr der Trogpressen. *r* Trogführungsgerüst. *s* Trogführung im Mittelpfeiler. *t* Trogführung im Oberhaupt. *u* Streichbalken. *v* Stoßbalken. *w* Druckwasserspill. *x* Wasserentnahme für die Turbinen und zur Speisung der unteren Haltung.

Unternehmerin der mechanischen Einrichtungen und der Eisenwerkaufstellung war die Aktiengesellschaft John Cockerill in Seraing bei Lüttich. Sie trug die volle Verantwortung für das Gelingen der Bauten und für die Betriebsicherheit der Hebewerke. Sie hatte auch bereits in den Jahren 1885 bis 1888 die gleichen Teile des Hebewerks Nr. 1 von La Louvière geschaffen, dessen Entwurf damals von der belgischen Brücken- und Straßenverwaltung nach den Patenten der englischen Ingenieurfirma Clark, Standerfield, Clark, der Erbauerin des Schiffshebewerks von Anderton in England, und in regem Gedankenaustausche mit den französischen Ingenieuren, die damals gleichzeitig das Schiffshebewerk von Les Fontinettes in Nordfrankreich erbauten, aufgestellt worden war.

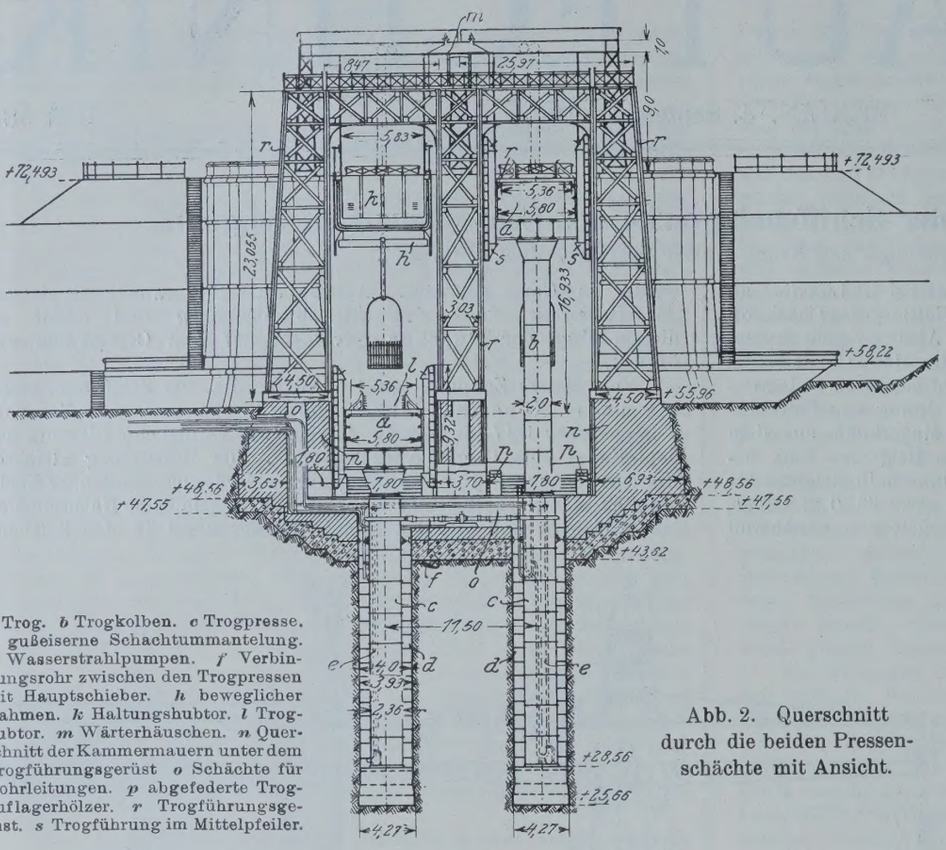
Die Eisen- und Maschinenteile der Hebewerke Nr. 2 bis 3 wurden im Jahre 1909 in Angriff genommen. Die letzten Arbeiten daran, namentlich das Zupassen der einzelnen Betriebsteile, fielen bereits in die Kriegszeit.

Auf Veranlassung der Baudirektion beim Generalgouvernement in Belgien, der die Verwaltung der Wasserstraßen im Generalgouvernement unterstellt war, wurden die bei der Besetzung des Landes ins Stocken geratenen Bauarbeiten an den Hebewerken langsam wieder in Gang gebracht. Am 27. Juli 1917 wurde als letztes das Hebewerk Nr. 4 dem Betrieb übergeben und damit an diesem Tage der Durchgangsverkehr auf dem Centrekanal eröffnet.

Von diesem Zeitpunkt an sind dann die vier Schiffshebewerke bis zum 11. November 1918 ständig in Betrieb gewesen. Nur vom 20. Dezember 1917 bis zum 15. Januar 1918 verursachte Eisstand auf dem Kanal eine längere Verkehrssperre. Die Beseitigung kleinerer Betriebsstörungen, die Ausführung noch erforderlich werdender Nacharbeiten, das Nachsehen der Apparate, das regelmäßige Nachschleifen von Schiebern und Ventilen konnte in der Regel in den Betriebspausen erledigt werden. Nur wenige Male mußte dazu der Betrieb für ein bis zwei Tage unterbrochen werden.

Die Sicherheit des Kraftwerkbetriebes litt, besonders, als in der letzten Zeit sich der Schiffsverkehr stark steigerte, darunter, daß das Schleusungswasser für die unterhalb Hebewerk Nr. 4 gelegenen Schleusen, die mit jeder Füllung rd. 1000 m³ Wasser verbrauchten, aus dem Charleroi-Brüssel-Kanal entnommen und durch die Betriebsrohrleitungen der Schiffshebewerke hindurchgeführt werden mußte. Die Rohrleitungen genügten aber nicht diesem doppelten Zwecke. Ferner mußten in Hebewerk Nr. 4, da ein geeignetes weiches und elastisches Gummi für die Dichtung der Tore und der Fuge zwischen den Trogstirnen und den beweglichen Rahmen vor den Haltungshäuptern wegen der Rohstoffarmut nicht mehr beschafft werden konnte, die Dichtungsleisten statt aus Gummi aus Ulmenholz hergestellt, und da sich das Holz ungleichmäßig abnutzte, durch seitliches Aufnageln schmaler Gummistreifen fortlaufend nachgedichtet werden. Trotz dieser behelfsmäßigen Ausführung und trotz der immer wiederkehrenden Ausbesserungsarbeiten an der Dichtung konnte auch dieses Hebewerk dank der aufopfernden Hingabe der deutschen Pioniere bis zur letzten Stunde voll in Betrieb erhalten werden.

Erhebliche Betriebsschwierigkeiten verursachte die unzugängliche Anordnung der Pumpen zum Leeren der Trogkammern.



a Trog. *b* Trogkolben. *c* Trogpresse. *d* gußeiserne Schachtummantelung. *e* Wasserstrahlpumpen. *f* Verbindungsrohr zwischen den Trogpressen mit Hauptschieber. *h* beweglicher Rahmen. *k* Haltungshubtor. *l* Trogheber. *m* Wärterhäuschen. *n* Querschnitt der Kammermauern unter dem Trogführungsgerüst. *o* Schächte für Rohrleitungen. *p* abgefederte Trogauflagerhölzer. *r* Trogführungsgerüst. *s* Trogführung im Mittelpfeiler.

Abb. 2. Querschnitt durch die beiden Pressenschächte mit Ansicht.

Die Pumpen waren in den engen und obendrein wenig wasserdicht ummantelten Trogpressenschächten aufgestellt. Ersatzpumpen aber waren nicht vorgesehen und konnten damals auch nicht mehr eingebaut werden. Der Mangel an guten Schmierfetten für die schwer belasteten Lager und die schlechte Gerbung des für die zahlreichen Ledermanschetten verwendeten Leders erforderten unausgesetzt angestrengte Aufmerksamkeit im Betriebe, verursachten aber keine größeren Unzuträglichkeiten.

Die Wirkungsweise der Preßwasserhebewerke (Abb. 1 u. 2) ist bekannt. Der Hauptschieber, durch den die Bewegung der Tröge ausgelöst wird, befindet sich in der Mitte der Verbindungsrohrleitung der beiden Trogpressen. Er wird durch Gestänge von dem Hauptführerhäuschen aus geöffnet und geschlossen, das sich an höchster Stelle über dem Mittelgerüst befindet. Zum Abbremsen der Trogbewegungen dienen zwei Drosselklappen in der Verbindungsrohrleitung der Trogpressen. Sobald der niedergehende Trog mit seiner Unterkante die Mauerhöhe der Trogkammern erreicht, drückt ein an dem Troggerüst angeordneter, nur nach unten ausschwingbarer wagerechter Hebel eine etwas schräg aufgehängte Schiene (siehe Längsschnitt) in die Lotrechte. Dadurch wird mit Hilfe eines Winkelgestänges auf etwa die letzten 5 m der Trogbewegung jeweilig eine Drosselklappe allmählich geschlossen und die Wasserbewegung zwischen den beiden Trogpressen abgedrosselt. In den Endstellungen schlägt die Schiene, sobald der am Troggerüst befestigte Hebel über das Schienenende hinausgefahren ist, wieder in die anfängliche Schräglage zurück und öffnet dadurch die Drosselklappe wieder.

Gegen das Unterhaupt fahren die Tröge der drei neueren Hebewerke stets in der gleichen Höhe an. Schwankungen des Wasserstandes, die bei den drei neueren Hebewerken im Unter- wie auch im Oberwasser bis zu 50 cm betragen können, werden durch ungleiches Anfahren der Tröge vor dem Oberhaupt ausgeglichen. Dazu ist der lotrechte und ebene Trogschild auf der Oberhauptseite unter den Trogboden so tief heruntergezogen, daß die Tröge mit 1 m Höhenunterschied vor dem Oberhaupt angestellt werden können. Die genaue Einstellung der Tröge vor den Häuptern wird durch Zu- und Ablaßventile sichergestellt, die an der Verbindungsrohrleitung der beiden Trogpressen beiderseits des Hauptschiebers angeordnet sind. Die Tröge stoßen, sobald sie die Endlage überschreiten, gegen Stellhebel und öffnen so mittels Gestänge das entsprechende Zu- oder Ablaßventil selbsttätig. Ändert sich anderseits die Troglage durch irgendwelche Undichtigkeiten des Hauptschiebers, der Stopfbüchsen oder dergl., so öffnet der Wärter im Hauptführerhäuschen die Zu- oder Ablaßventile auch nach Bedarf von Hand, um den Trogpressen Druckwasser zuzuführen oder zu entziehen. Zur Überwachung der jeweiligen Höhenlage der Tröge sind im Hauptführerhäuschen Skalen angebracht, auf denen durch Kettenradübersetzung und unmittelbar durch Gestänge von den Trögen bewegte Zeiger laufen. Glockensignale machen den Wärter ferner auf das rechtzeitige Bedienen des Hauptschiebers aufmerksam.

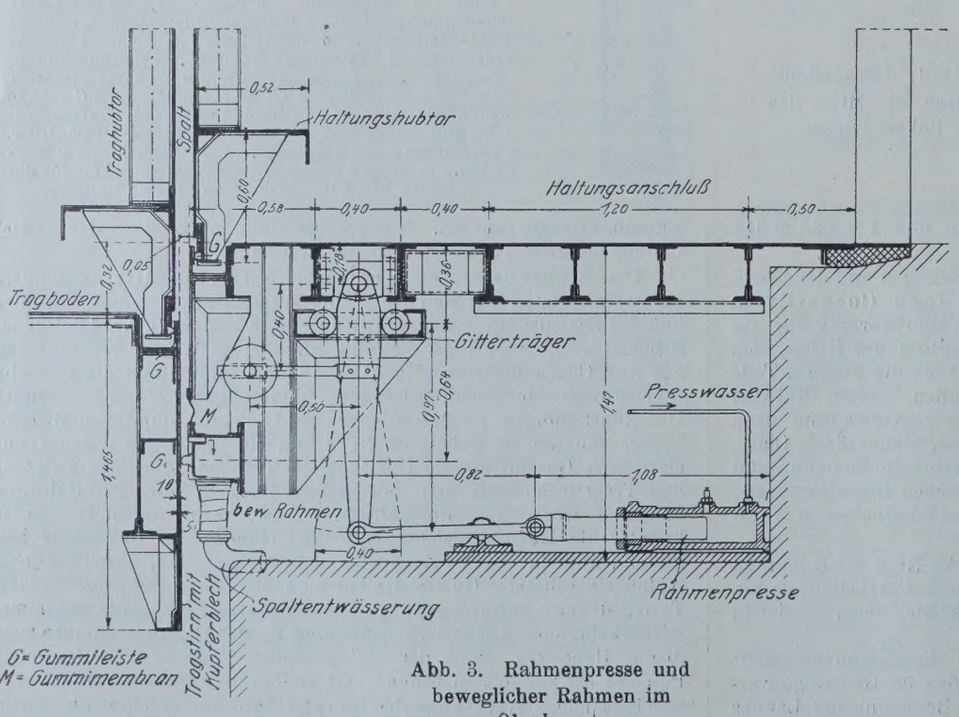


Abb. 3. Rahmenpresse und beweglicher Rahmen im Oberhaupt.

Im Hebewerk Nr. 1 fahren die Tröge noch gegen keilförmig ausgebildete Halbrahmen an, die vor den lotrechten Stirnen des Ober- und Unterhauptes in geringen Grenzen verstellbar aufgehängt sind, damit den Längenbewegungen der Tröge Rechnung getragen werden kann. Die den Trögen zugekehrten Seiten der Keilstücke und die Trogstirnen sind 1:10 gegen die Lotrechte geneigt. Durch entsprechend hohes Anfahren der Tröge werden die auf beiden Seiten der Keilstücke angeordneten 80 mm starken Gummiwulste fest gegen Trog- und Haltungsstirn gepreßt. Die hierdurch erzielte Dichtung ist eine vollkommene. Durch diese Ausführung sind aber die Endstellungen der Tröge genau festgelegt. Wasserstandsschwankungen in den Haltungen kann daher nur durch wechselnde Bemessung der Überlast im niedersinkenden Troge, erforderlichenfalls noch durch Ab- und Zulassen von Trogwasser während der Fahrt Rechnung getragen werden. Auch können bei Unachtsamkeit der Bedienung die Tröge zu hoch anfahren und dadurch unzulässige wagerechte Schübe im Hebewerk entstehen.

Bei den drei neueren Hebewerken hat man daher die Trog- und Haltungs-

stirnen lotrecht ausgeführt und zur Überbrückung der rd. 50 mm weiten Lücke zwischen den beiden Stirnen einen wagerecht beweglichen Halbrahmen angeordnet (Abb. 3). Der Halbrahmen ist mittels zweier Stangen pendelnd am Torführungsgerüst aufgehängt und durch eine umlaufende Gummimembran an die Haltungsstirn beweglich angeschlossen. Gegen die ebene, mit Kupferblech belegte Trogstirn wird er, wenn der Trog seine Endstellung erreicht hat, durch eine unter dem Haltungsanschlusse gelagerte Wasserdruckpresse angedrückt. Zur Abdichtung der Fuge dient ein auf dem Halbrahmen umlaufend befestigter schwacher Gummistreifen.

Die Haltungs- und Trogtore sind als Hubtore ausgebildet. Zum Anheben werden sie gekuppelt und alsdann durch hydraulische Pressen unter Anwendung eines umgekehrt wirkenden vierfachen Flaschenzuges bewegt. Die verschieden hohen Wasserstände im Troge und in der anschließenden Haltung werden durch geringes Anheben der Tore ausgeglichen, nachdem vorher der Raum zwischen den beiden Toren (der Spalt) durch Öffnen der Torschützen im oberen Haltungstore, bezw. im unteren Trogtore mit Wasser gefüllt worden ist.

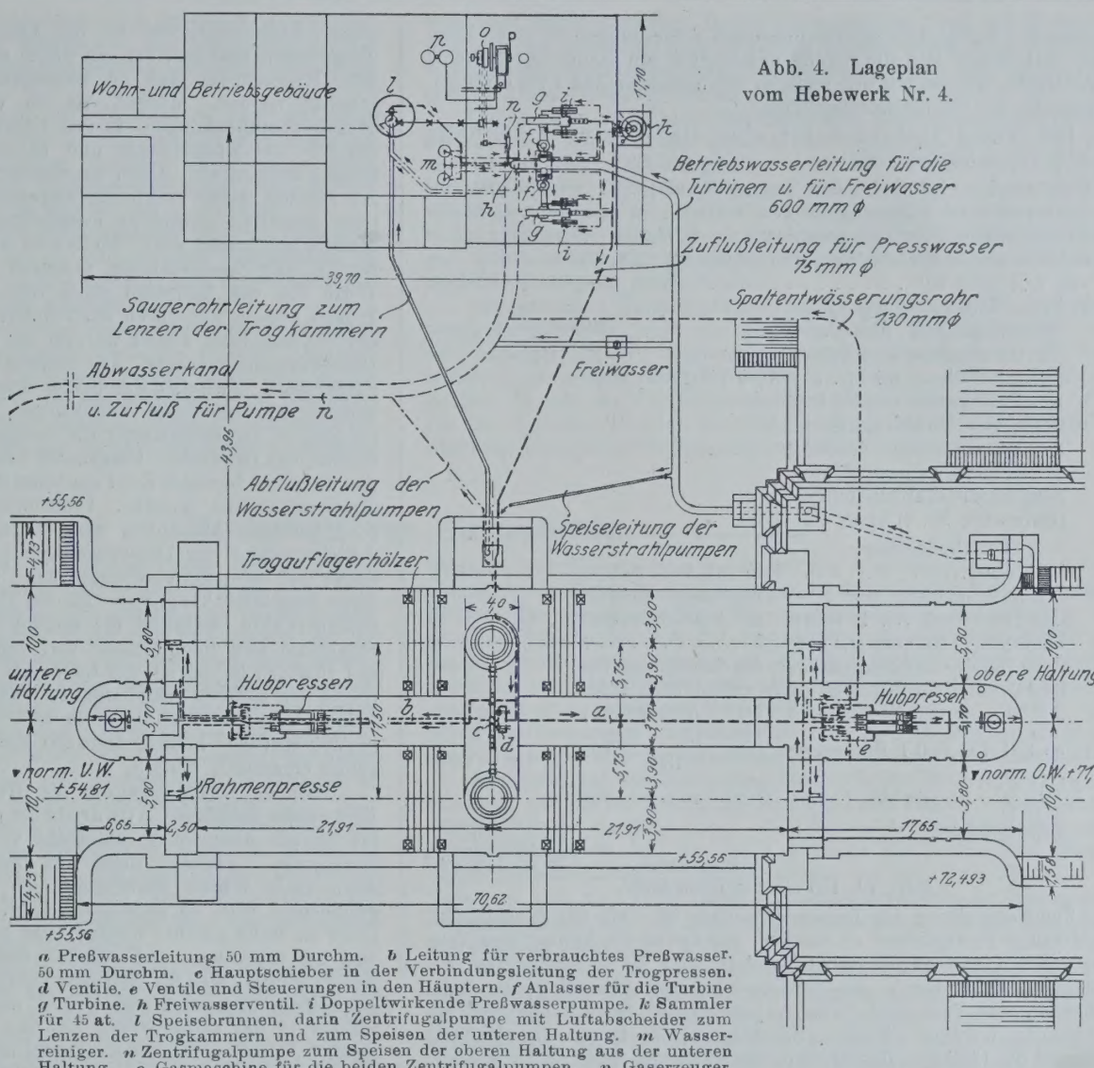


Abb. 4. Lageplan vom Hebewerk Nr. 4.

a Preßwasserleitung 50 mm Durchm. *b* Leitung für verbrauchtes Preßwasser. 50 mm Durchm. *c* Hauptschieber in der Verbindungsleitung der Trogpressen. *d* Ventile. *e* Ventile und Steuerungen in den Häuptern. *f* Anlasser für die Turbine *g* Turbine. *h* Freiwasserventil. *i* Doppeltwirkende Preßwasserpumpe. *k* Sammler für 45 at. *l* Speisebrunnen, darin Zentrifugalpumpe mit Luftabscheider zum Lenzen der Trogkammern und zum Speisen der unteren Haltung. *m* Wasserreiniger. *n* Zentrifugalpumpe zum Speisen der oberen Haltung aus der unteren Haltung. *o* Gasmaschine für die beiden Zentrifugalpumpen. *p* Gaserzeuger.

Preßwasser ist in den neueren Hebewerken ferner dazu verwendet worden, die Klinkhaken zur Kupplung der Tore einzudrehen, vornehmlich wohl in der Absicht, die Reihenfolge in der Bedienung der Apparate zwangläufig zu gestalten. Schließlich werden noch die Spills in allen vier Hebewerken durch Preßwasser angetrieben.

Das Preßwasser wird in besonderen, neben den Hebewerken angeordneten Kraftwerken (Abb. 4) erzeugt. Dazu dienen in jedem Kraftwerk zwei teilweise und von innen beaufschlagte Freistrahlturbinen mit wagerechter Drehachse. Das Betriebswasser wird aus dem Oberwasser eines jeden Werkes, für das Kraftwerk des Hebewerks Nr. 3, das auch das Werk Nr. 2 mit Preßwasser versorgt, aus dem Oberwasser von Nr. 2 entnommen. In den beiden neueren Kraftwerken sind mit jeder Turbine vier einfach wirkende Saug- und Druckpumpen gekuppelt. Die Pumpen drücken das Wasser unmittelbar in die zu den Hebewerken führenden Preßwasserleitungen. Zum Ausgleich des Preßwasserverbrauchs und zur Erhaltung eines gleichmäßigen Wasserdrucks im Hebewerk Nr. 1 von 40 kg/cm², im Hebewerk Nr. 4 von 45 kg/cm² und in den Hebewerken Nr. 2 und 3 von 45 bis 50 kg/cm² sind in den Kraftwerken von Nr. 1 und Nr. 4 ein Sammler, in dem Kraftwerk von Nr. 2 und 3 zwei hintereinander geschaltete Sammler angeordnet. Sind die Sammler mit Preßwasser gefüllt, so wird durch eine von den Sammlern gesteuerte Presse der Zufluß zu den Turbinen selbsttätig gesperrt. Sind sie alsdann wieder etwa bis zur Hälfte entleert, so wird der Zufluß durch dieselbe Presse wieder geöffnet und die Turbine wieder angestellt. Beide Turbinen können für sich allein oder gemeinsam zur Preßwassererzeugung benutzt werden.

Die Einzelbewegungen einer Schleusung erforderten etwa folgende Zeiten:

1. Anpressen des beweglichen Rahmens im Oberhaupt, Kuppeln der Obertore, Füllen des Spaltes . . .	— Min.	25 Sek.	bis	— Min.	40 Sek.
2. Heben und Verriegeln der Obertore, einschl. Einlassen des Überlastwassers in den Trog	1 „	45 „	„	2 „	20 „
Zu übertragen	2 Min.	10 Sek.	bis	3 Min.	— Sek.

Übertrag	2 Min.	10 Sek.	bis	3 Min.	— Sek.
3. a) Einfahrt eines beladenen Schiffes aus dem Oberwasser mit Benutzung des Spills	5 „	— „	„	10 „	— „
b) Einfahrt eines leeren Schiffes aus dem Oberwasser mit Benutzung des Spills	(2) „	(40) „	„	(7) „	— „
4. Entriegeln, Schließen und Entkuppeln der Tore, Ablassen des Spaltwassers im Oberhaupt	3 „	— „	„	3 „	30 „
5. Bewegen der Tröge	3 „	— „	„	4 „	30 „
6. Anpassen des beweglichen Rahmens wie unter 1 im Unterhaupt	— „	25 „	„	— „	40 „
7. Heben und Verriegeln der Untertore, einschl. Auslassen des Überlastwassers aus dem Trog	1 „	10 „	„	1 „	45 „
8. a) Ausfahrt eines beladenen Schiffes in das Unterwasser mit Benutzung des Spills	4 „	30 „	„	7 „	— „
b) Ausfahrt eines leeren Schiffes in das Unterwasser mit Benutzung des Spills	(2) „	(55) „	„	6 „	— „
9. Entriegeln, Schließen und Entkuppeln der Tore, Ablassen des Spaltwassers im Unterhaupt	— „	35 „	„	— „	55 „
Gesamtdauer der Schleusung eines beladenen Schiffes	19 Min.	50 Sek.	bis	31 Min.	20 Sek.
Desgl. eines leeren Schiffes	15 „	55 „	„	27 „	20 „

Eine Doppelschleusung mit beiden Trögen dauert etwa 6 Minuten länger. Bei flottem Betrieb greifen jedoch die einzelnen Bewegungen unmittelbar ineinander, ferner wurde die Zeit für das Bewegen der Tröge durch eine geringe Vermehrung der Überlast im niedergehenden Troge auf 2 Min. 30 Sek. abgekürzt, so daß dann die Leistungen größer waren, als sie sich aus der Zeitdauer der Einzelbewegungen ergeben. Eine Doppelschleusung nahm dann nur etwa 20 Min. in

Anspruch. Bei hintereinander folgenden Schleusungen in einer Richtung, bei denen sich die Schiffe unmittelbar am Haupt zur Einfahrt bereitlegten, wurden mit den neueren Schiffshebewerken 4 bis 6 Schleusungen in der Stunde durchgeführt.

Der Wasserverbrauch für eine einfache oder doppelte Schleusung beträgt etwa:

1. Überlast des niedergehenden Troges (32 cm)	= rd.	80,0 m³
2. Spaltwasser in 4 Trogstirnen = 4 × 2,0	= „	8,0 „
3. Verlustwasser (reichlich geschätzt)	= „	2,0 „
4. Betriebswasser für die Wasserstrahlpumpen: 125 % von 2 × 2,0 + 2,0	= „	7,5 „
5. a) Eine Trogbewegung mit Torbewegungen usw. erfordert ungefähr eine halbe Sammlerfüllung mit . . . . 0,75 m³ Preßwasser		
b) Für Preßwasserverluste infolge von Undichtigkeiten der Apparate sind während der Zeitdauer einer Schleusung im Mittel anzunehmen (Hebewerk Nr. 4) etwa . . 0,40 „ „		
Mithin Preßwasserverbrauch . . . . . 1,15 m³		
Zur Erzeugung von 1 m³ Preßwasser werden (im Hebewerk Nr. 4) = 40,0 m³ Betriebswasser benötigt. Demnach 1,15 × 40,0	= „	46,0 „
Zum Herein- und Herausziehen der Schiffe sind für den Betrieb der Spills im Mittel erforderlich etwa 2 × 30 × 2,5 (1 Schiff) oder 4 × 30 × 2,5 (2 Schiffe) = 150 bis 300 l Preßwasser oder $\frac{150 \times 40}{1000}$ bis $\frac{300 \times 40}{1000}$ = 6 bis 12 m³ Betriebswasser im Durchschnitt	= „	10,0 „
Insgesamt	= rd.	153,5 m³

oder rd. 155 m³ Betriebswasser.

Zur Feststellung des Tagesverbrauches ist noch ein Zuschlag für regelmäßige Bewegungen zu machen, bei denen die beweglichen Teile nachgesehen und abgeschmiert werden, und für unregelmäßige Bewegungen, die durch das Einklemmen von Fremdkörpern beim Schließen der Tore und beim Anpressen der beweglichen Rahmen notwendig werden. Weitere Zuschläge sind ferner für Verluste während der täglichen Betriebsbereitschaft gemäß Ziffer 5b zu machen.

Der Verbrauch an Betriebsstoffen, als Schmierfetten, Ölen, Packungen und Ledermanschetten, hielt sich in sehr mäßigen Grenzen.

Dagegen war der Verschleiß der bronzenen Dichtungsflächen in den Ventilen verhältnismäßig stark, wohl weil diese Ventile durch schwere Gewichte schlagartig geschlossen wurden. Auch die bronzenen Dichtungsflächen der Hauptschieber und der einseitig belasteten Ventilkegel in den Spills nutzten sich außergewöhnlich stark ab. An den übrigen bewegten Teilen war ein beachtenswerter Verschleiß nicht festzustellen.

An Bedienungsmannschaften, möglichst Handwerkern, sind erforderlich:

1 Mann zur Bedienung der Apparate im Hauptführerhäuschen,
2 „ „ „ „ „ „ Ober- und Unterhaupt,
2 „ „ Überwachung der ein- und ausfahrenden Schiffe (bei schwachem Betriebe kann von den beiden letzteren 1 Mann in Fortfall kommen),
1 Mann zur Wartung der Maschinen im Kraftwerk, insgesamt also 5 bis 6 Mann.

Vorkehrungen zur Sicherung der Tröge während der Bewegung oder in den Endstellungen für den Fall eines Bruches oder der Beschädigung irgendwelcher Teile oder der Dichtungen sind nicht vorhanden. Man hat jedoch große Sorgfalt darauf verwendet, die der Trogbewegung dienenden Teile, Apparate und Rohrleitungen, besonders fest und zuverlässig auszubilden. Alle Teile sind vor ihrem Einbau dem doppelten künftigen Betriebsdrucke ausgesetzt und auf ihr Verhalten dabei, auf Haarrisse usw. untersucht worden. Damit bei Bewegungen des Untergrundes oder des Mauerwerks die Trogpressen diesen Bewegungen nachgeben können, ohne daß, wie dies seinerzeit im Hebewerke in Anderten geschehen ist, Brüche eintreten, sind in der Verbindungsrohrleitung der drei neueren Hebewerke auf jeder Seite des festgelagerten Hauptschieber- und Ventilgehäuses zwei Kugelgelenke und zwei Stopfbüchsen eingebaut. Außerdem ist die Leitung mit stumpfem Stoße an die Trogpressenstutzen angeschlossen. Die Stoßfuge ist dabei durch eine Ledermanschette abgedichtet. Die bereits oben erwähnten Zu- und Ablaßventile für die Feinregelung der Trogstellungen, die beiderseits des Hauptschiebers auf einem gemeinsamen Anschlußstutzen an der Verbindungsrohrleitung der beiden Trogpressen ansitzen, können durch ein besonders von der Plattform des Unterhauptes aus zu betätigendes Absperrventil ganz abgeschaltet werden. Mängel, die im Verlaufe des Betriebes in den Stopfbüchsenpackungen, in den Dichtungen des Hauptschiebers oder der Zu- und Ablaßventile und in den Flanschenverbindungen auftreten, machen sich durch zunehmende Preßwasserverluste kenntlich. Sie können daher rechtzeitig abgestellt werden. Immerhin erfordert jeder Einzelfall sorgfältige Feststellung der Ursachen, durch die die Mängel entstanden sind. So ließ im August/September 1918 der dichte Schluß der Hauptschieber plötzlich nach. Die feste Stellung der Tröge vor den Häuptern nach dem Wechsel der Überlast in den Trögen konnte nur durch ein schnelles Anlüften und Wiederschließen der Hauptschieber erzielt werden, bis plötzlich auch diese gefährliche Hilfsbewegung versagte. Die Schieberscheibe nämlich war zweiteilig ausgebildet. Zwischen den beiden Scheiben bewegte sich die Scheibenspindel, die in einem keilförmigen Kopfe endete. Die Keilflächen preßten in der Endstellung die Schieberhälften gegen die Dichtungsflächen des Gehäuses. Umgekehrt lüftete beim Aufdrehen der Spindel der aufwärts bewegte Kopf zunächst die beiden Schieberhälften, bevor diese angehoben wurden. Ursprünglich war der Lüftungsspielraum sehr gering. Allmählich vergrößerte er sich infolge der starken Schleifwirkung der Dichtungsflächen bei hohem Druck. Es schloß daher nur noch die eine durch den Überdruck des Preßwassers in der mehr belasteten Trogpresse an die Dichtungsfläche fest angedrückte Schieberhälfte, während die andere Schieberhälfte mit wachsendem Spielraum sich immer mehr verkantete, so daß nach dem Wechsel des Überdrucks durch die Lücke an der schrägliegenden Dichtungsfläche der anderen Schieberhälfte Wasser hindurchtrat. Mit Hilfe von Dübeln und Stellschrauben, die zwischen beiden Schieberhälften eingepaßt wurden, konnte hiernach das Spiel in den Dichtungsflächen genau eingestellt werden.

Ständige Sorge bereitete die Betriebssicherheit der durch Preßwasser betätigten Apparate in den Häuptern. Zunächst war ihr Betrieb unmittelbar abhängig von der Preßwassererzeugung im Kraftwerke. Versagte diese aus irgend einem Grunde, und wurde dann mehr Wasser verbraucht, als gerade in den Sammlern aufgespeichert war, so entstand Gefahr, daß angefangene Bewegungen nicht zu Ende geführt werden, der bewegliche Rahmen zurückgehen und die Spaltlücke sich öffnen könnten. Die Preßwassererzeugung war gefährdet, weil die Betriebsrohrleitungen der Turbinen, wie bereits angegeben, überlastet waren und weil noch nicht genügend Erfahrungen in der selbsttätigen An- und Abstellung der Maschinen vorlagen. Jedoch wurden Betriebsstörungen durch die Aufmerksamkeit des Bedienungspersonals verhütet. Eine zweite Gefahr lag in der Möglichkeit eines Rohrbruches oder in der Lösung einer Rohrverbindung. Tatsächlich ist durch das Herausreißen der Stiftschrauben infolge fahrlässiger Herstellung des Rohranschlusses an einer der Rahmenpressen im Unterhaupte des Hebewerks Nr. 4 eine größere Betriebsstörung entstanden, während man gerade damit beschäftigt war, eine geringfügige Klemmung an den aufgezogenen Untertoren zu beseitigen. Der Rahmen ging infolgedessen, während die Tore noch geöffnet waren, zurück, und die Trogkammern wurden unter Wasser gesetzt. Danach wurde in Aussicht genommen, Vorrichtungen einzubauen, die die Rahmen in ihrer angepreßten Stellung an den Trogstirnen verriegeln sollten. Diese Vorrichtungen wurden aber nicht mehr fertiggestellt.

Damit in den Oberhäuptern das Trogtor von dem Haltungstor noch gelöst werden kann, wenn infolge irgendwelcher Undichtigkeiten oder Unachtsamkeiten der vor dem Oberhaupte stehende Trog abzusinken beginnt, selbst wenn beide Tore durch die Klinkhaken gekuppelt sind, ist in das Entkupplungsgestänge noch ein besonders schweres Gewicht eingebaut. Durch Einrücken und Fallenlassen dieses Gewichtes sollen dann die erheblichen Reibungswiderstände in den Klinkhaken der gekuppelten Tore überwunden werden können. Diese Einrichtung ist aber in der ganzen Betriebszeit nicht einmal in Tätigkeit gesetzt worden.

Die Tore werden, sobald sie vollständig geöffnet sind, durch zwei Keile abgefangen, die unter zwei in die Torführungen eingreifende, oben an den Toren befestigte Haken eingeschoben werden. Eine Vorrichtung, mittels deren die Tore von den Keilen abgehoben werden können, wenn der Preßwasserdruck in den Hubpressen der Tore nachlassen sollte, ist jedoch nicht vorgesehen.

Zur Verhütung falscher Bewegungen der Apparate durch die Wärter sind die Apparate im Hauptführerhäuschen und in den Führerhäuschen auf den Häuptern durch Gestängeübertragung und Verriegelung in eine solche Abhängigkeit voneinander gebracht worden, daß der Hauptschieber erst geöffnet werden kann, wenn alle Apparate im Ober- und Unterhaupte in Ruhestellung gebracht und verriegelt worden sind, und umgekehrt, daß die Apparate in den Häuptern erst bedient werden können, wenn der Hauptschieber geschlossen und in

dieser Stellung verriegelt ist. Außerdem wird durch ein zweites Gestänge zwischen Oberhaupt und Mittelgerüst das Ablaßventil an der Verbindungsrohrleitung der beiden Trogpressen verriegelt, sobald die Trogtore angehoben werden.

Die Bedienung der Apparate in den Häuptern ist zum Teil durch die Reihenfolge der Steuerungen zwangläufig gemacht und außerdem noch durch Schubstangenverriegelung gesichert. Zur Verständigung der Wärter untereinander führen Sprechrohrleitungen vom Hauptführerhäuschen nach den Häuptern und in den Ventilkeller.

Bei Frostwetter haben sich aus der Verwendung von Preßwasser keine Unzuträglichkeiten ergeben. In den neueren Hebewerken ist die Frostgefahr um so geringer, als alle Rohrleitungen in geschlossenen Gängen oder in heizbaren Räumen untergebracht sind.

Der Betrieb mußte bei Frostwetter unterbrochen werden, sobald sich an den Trog- und Haltungsstirnen Eiszapfen bildeten, da hierdurch eine Beschädigung des Dichtungsgummis befürchtet wurde. An Frosttagen konnte daher nur in den Mittagsstunden geschleust werden, wenn die Eiszapfenbildung aufhörte, unter Umständen nach Eingießen von angewärmtem Wasser in die Spaltlücken zwischen Trog- und Haltungsstirnen. In den Führungen der Trog- und Haltungstore sind bei den neueren Hebewerken Rohrleitungen zum Einführen von warmem Wasser eingebaut, sie waren jedoch in den Jahren 1917 und 1918 noch nicht in Betrieb genommen.

Die Trogbewegungen vollziehen sich vollkommen stoßfrei und geräuschlos. Während des ganzen Schleusenbetriebes hört man nur das Gleiten der Torführungsrollen und das Aufklatschen der Tore auf das Wasser beim Bewegen der Hubtore. Nur ausnahmsweise, wenn die Obertore mit hartem Aufschlage geschlossen werden und wenn unmittelbar darauf die Trogbewegung eingeleitet wird, läßt sich auf dem abwärtsgehenden Troge für einen Augenblick eine leise zitternde Bewegung wahrnehmen.

Der gesamte Hebewerkbetrieb ist denkbar einfach, erfordert wenig Betriebstoffe, eine nur geringe Anzahl von Ersatzteilen und sehr mäßigen Energieverbrauch. Immerhin dürfte durch die Verwendung einer Betriebskraft in den Häuptern, besonders im Oberhaupte, die von der Preßwassererzeugung für die Trogbewegung oder für den normalen Betrieb unabhängig wäre, die Betriebsicherheit in durchaus zwingender Weise noch erhöht werden müssen.

Alle Rechte vorbehalten.

Rostschutz von Eisenbauten.

Die vielen eisernen Brücken, Hallen und Dächer der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft stellen einen sehr großen Geldwert dar. Die gute Unterhaltung dieser Bauwerke ist deshalb von höchster wirtschaftlicher Bedeutung. Der ärgste Feind der Eisenbauten ist der Rost, der durch die Witterungseinflüsse und durch Rauchgase hervorgerufen wird. Ihn von den Eisenbauten fernzuhalten, ist mit die wichtigste Aufgabe der Unterhaltung dieser Bauten. In der Kriegszeit und in der ersten Zeit nach dem Kriege konnte aus Mangel an geeigneten Rostschutzmitteln nur wenig für den Rostschutz der Eisenbauten getan werden; es stellten sich deshalb nach dem Kriege an vielen Eisenbauten erhebliche Zerstörungserscheinungen ein. Zum Teil sind diese Erscheinungen wohl auch darauf zurückzuführen, daß man vielfach dem Rostschutz der Eisenbauten nicht die Bedeutung beimaß, die ihm unbedingt zukommt, daß man in den Rostschutzfarben Geheimfabrikate der verschiedenen Rostschutzfarbenfabriken erblickte und sich deshalb um die Zusammensetzung der Rostschutzfarben für Eisenbauten nur wenig kümmerte.

In den letzten Jahren ist nun die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft mit Nachdruck bemüht gewesen, den Rostschutz der Eisenbauten auf eine neue Grundlage zu stellen. Sie hat zunächst Versuche mit dem Metallspritzverfahren durchgeführt, die festzustellen bezweckten, ob nicht mit diesem Verfahren ein erheblich besserer Rostschutz als mit Rostschutzfarben erzielt werden könne[1]). Diese Versuche haben leider nicht den erhofften Erfolg gehabt. Schuld daran ist vielleicht weniger das Verfahren an und für sich als der Umstand, daß das Verfahren für große Eisenbauten im Freien noch nicht soweit durchgebildet ist wie für kleine Eisenteile in der Fabrik. Jedenfalls muß auf Grund der Versuche vorläufig von einer ausgedehnten Verwendung des Metallspritzverfahrens bei Eisenbauten abgesehen werden.

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat dann mit den größeren und bewährten Rostschutzfarbenfabriken die Fühlung aufgenommen, in gemeinsamer Arbeit mit diesen und mit dem Reichsverband für das deutsche Malergewerbe die Frage der Zusammensetzung, der Herstellung und Verarbeitung geeigneter Rostschutzfarben eingehend studiert und schließlich im Benehmen mit den genannten Stellen die „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke", die „Besonderen Bedingungen für die Entrostung und das Anstreichen von Eisenbauwerken" und die „Richtlinien für die Ausführung und Unterhaltung des Anstrichs von Eisenbauwerken" festgesetzt.[2]) In diesen Bedingungen ist als Grundierungsfarbe allgemein Bleimennige vorgeschrieben. Die ausgezeichneten Erfahrungen, die an alten Eisenbauten mit der Bleimennige als Grundierungsstoff gemacht worden sind, führten zu dieser Vorschrift. Für die Deckanstriche sind bleihaltige und bleifreie Rostschutzfarben als gleichwertig in den genannten Vorschriften nebeneinander gestellt. Der Streit der Meinungen, ob bleihaltige oder bleifreie Farben als Deckanstriche besser oder zweckmäßiger sind, ist noch nicht entschieden.

Die Anhänger der bleihaltigen Farben führen für ihre Verwendung ins Feld, daß sie an Haltbarkeit den bleifreien Farben überlegen und wirtschaftlicher als diese seien. Dem Einwande, daß bei Verwendung der bleihaltigen Farben für die Anstreicher die Gefahr der bedenklichen Bleierkrankungen bestehe, wissen sie mit dem Hinweise zu begegnen, daß man diese Gefahr bei Außenanstrichen bei genügender Vorsicht, namentlich bei Beachtung der amtlichen Vorschriften (Bleimerkblätter) ausschalten könne.

Die Anhänger der bleifreien Rostschutzfarben verwerfen die bleihaltigen Farben aus Gründen der Volksgesundheit, weil trotz aller Merkblätter und Vorschriften infolge der menschlichen Trägheit Bleierkrankungen bei Verwendung von bleihaltigen Farben nicht zu vermeiden seien, und aus Gründen der Volkswirtschaft, weil das Blei zum größten Teil ein Einfuhrstoff sei. Für die Verwendung der bleifreien Farben sprechen nach ihrer Ansicht außerdem der Umstand, daß diese im allgemeinen billiger als die bleihaltigen Farben seien, und die Tatsache, daß die Anstriche aus bleifreien Farben eine ebenso lange Lebensdauer wie die aus bleihaltigen Farben hätten.

Zur endgültigen Klärung der strittigen Frage hat die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft umfangreiche Versuche an Brücken mit einer großen Anzahl von Überbauten eingeleitet. Es werden erprobt:

1. Grundanstrich und Deckanstriche aus bleihaltigen Farben,
2. Grundanstrich und Deckanstriche aus bleifreien Farben,
3. Grundanstrich aus Bleimennige und Deckanstriche aus bleifreien Farben.

Bis zum Abschluß dieser Versuche wird die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft bleihaltige und bleifreie Farben für Deckanstriche von Eisenbauten als gleichwertig ansehen. Schaper.

[1]) Vergl. Kreß, Rostschutz eiserner Brücken durch eine Metallschicht. „Die Bautechnik" 1924, Heft 20, S. 205.

[2]) Vergl. hierzu Hülsenkamp, Neuerungen auf dem Gebiete des Rostschutzes bei der Deutschen Reichsbahn. „Die Bautechnik" 1925, Heft 14, S. 187.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen.

Von Reichsbahnrat **O. Blunck**, Mitglied der Reichsbahndirektion Altona.

Der Aufsatz in der „Bautechnik" 1924, Heft 46, über einen schweren Unfall beim Bau der Überführung der Schleswiger Straße in Flensburg hat in Fachzeitschriften einen lebhaften Widerhall gefunden. In der „Bautechnik" 1924, Heft 49, S. 560, hat sich Baurat Bernhard, angeregt durch den genannten Aufsatz, zum Ausrüsten von Brückengewölben geäußert. In „Beton u. Eisen" 1925, Hefte 8, 9, 12 u. 15 sind darüber handelnde Aufsätze erschienen von Prof. Möller, Prof. Colberg, Prof. Mörsch, O. Kersten, Dr. Emperger und Dr. Fritsche.

Die erste Veröffentlichung des Unfalls in der „Bautechnik" wurde seinerzeit von der Reichsbahnverwaltung veranlaßt, um die Lehren, die aus diesem Unfall zu ziehen waren, der Fachwelt nutzbar zu machen. Bei der Untersuchung des Unfalls wurde als Ursache festgestellt, daß beim Ausrüsten der Dreigelenkbogen die Stützen ausgehend von den Mitten der Gewölbeschenkel entfernt wurden, während die Stützen unter dem Scheitelgelenk bis zuletzt in ihrer Anfangstellung stehen blieben. Da hierbei im Scheitelgelenk nicht der richtige Gewölbedruck entstehen konnte, wurden die Gewölbeschenkel balkenartig beansprucht und stürzten ein. Der leitende Oberingenieur der Baufirma hat dieses Verfahren ohne die ausdrücklich geforderte vorherige Verständigung der zuständigen Bauabteilung eigenmächtig angeordnet, nachdem er auf Grund von Literaturangaben zu der Überzeugung gelangt war, daß ein Dreigelenkbogen als ein System von zwei Zweigelenkbogen aufzufassen sei, und daß dementsprechend das Ausrüsten von der Mitte eines jeden Gewölbeschenkels aus vorgenommen werden müsse,

während die Stützen unter dem Scheitelgelenk bis zuletzt in ihrer Anfangstellung stehen bleiben könnten.

Als Urheber des Verfahrens, bei Dreigelenkbogen mit dem Ausrüsten in der Mitte der beiden Gewölbeschenkel zu beginnen, allerdings unter baldiger Mitnahme des Scheitelgelenks, bekannte sich auf der diesjährigen Tagung des Deutschen Betonvereins Prof. Colberg, Hamburg. In längerer Aussprache wurde auf dieser Tagung das Verfahren des Prof. Colberg von ersten Fachmännern verurteilt.[1])

Prof. Colberg beabsichtigte danach in der Zeitschrift „Beton u. Eisen" 1925, Heft 9 vom 5. Mai sein Verfahren nochmals zu verteidigen, indem er den Einsturz der Flensburger Bogen auf andere Ursachen als falsches Ausrüsten zurückzuführen versucht. Diese Ausführungen sind durchweg als unzutreffend zurückzuweisen. Da ich als zuständiger Dezernent für Brückenbau die Ursachen des Unfalles in erster Linie zu untersuchen hatte, fühle ich mich berufen, auf die Einwendungen des Prof. Colberg zu erwidern.

Die wesentlichsten Beanstandungen Prof. Colbergs sind kurz folgende:

1. Die Endquerträger über den Widerlagern und den Scheiteln hätten wegen ihrer z-förmigen Gestaltung im Grundriß und der hierdurch bedingten sprunghaften Auflagerungen Nebenspannungen in den Aufbau gebracht, die sich jeder rechnerischen Erfassung entziehen.

Entgegnung: Die Fahrbahntafel mitsamt ihren Querträgern sollte erst betoniert werden, nachdem die Bogen abgesenkt waren. Die Querträger waren noch gar nicht vorhanden, hatten also mit dem Einsturz der Bogen gar nichts zu tun.

Im übrigen bildet je ein schiefer Endquerträger mit dem nächsten normalen Querträger und der Fahrbahn eine dreieckige Platte, die mit einer Seite auf der einen Gewölberippe, mit der abgestumpften Spitze auf der anderen Rippe aufliegt, deren Kraftwirkungen also leicht und einwandfrei nachgeprüft und durch geeignete Längs- und Querbewehrung berücksichtigt werden können. Die Behauptung, der ganze Entwurf sei wegen der gewählten Anordnung der Querträger verfehlt, entbehrt jeder verständlichen Begründung.

2. Die seitliche Knicksicherheit der Gewölberippen soll ungenügend gewesen sein.

Entgegnung: Bei der Untersuchung der Knickfestigkeit der freien Gewölberippen brauchte nur das Eigengewicht der Gewölberippen berücksichtigt zu werden und zwar nur für den kurzen Bauzustand unmittelbar nach der Absenkung. Nach Fertigstellung der Brücke wären die Gewölberippen fast auf die Hälfte ihrer Länge allein schon durch die Fahrbahntafel und die Querträger ausgesteift gewesen.

Der Kämpferdruck aus dem Gewicht der Gewölberippen allein betrug nur 466 t und erzeugte in der Kämpferfuge eine Spannung von nur 12,3 kg/cm², der wagerechte Schub betrug nur 427 t und erzeugte im Scheitel eine Spannung von nur 12,7 kg/cm²; die größte Spannung im Gewölbe betrug 14 kg/cm². Der von Prof. Colberg angegebene Kämpferdruck entspricht fast genau dem zu 1108 t ermittelten Kämpferdruck für Vollbelastung der Brücke. Bei einem solchen Irrtum in der Voraussetzung wird die von ihm angegebene rechnerische Schlußfolgerung natürlich hinfällig.

Im übrigen erscheint es nicht richtig, das Untersuchungsverfahren für Knickfestigkeit, das für einen geraden, allein in seiner Längsachse beanspruchten Stab gilt, auf den Dreigelenkbogen unter Zugrundelegung der ganzen Bogenlänge anzuwenden. Die Untersuchung auf Knickfestigkeit unter Berücksichtigung des Schlankheitsgrades kommt höchstens für die einzelnen Gewölbeschenkel in Frage. Für diese ist der Schlankheitsgrad aber nur 1 : 8,7. Bei einem allein in seiner Längsachse übermäßig beanspruchten geraden Stab läßt eine Abweichung der Stabachse von der Geraden wegen Fehlens einer Gegenkraft eine immer größere Verbiegung des Stabes entstehen, die schließlich zum Bruch führt. Bei dem vorliegenden Dreigelenkbogen aber übt das Gewicht der sich im Scheitelgelenk gegeneinander stützenden Gewölbeschenkel bei den gewählten Abmessungen der Konstruktionsteile auf eine im Scheitel wagerecht und quer zur Bogenachse durch praktisch mögliche exzentrische Beanspruchung des Bogens entstehende Kraft infolge des Momentes in bezug auf die Verbindungslinie der abgelegenen Enden der Kämpfergelenke eine solche Gegenkraft aus, daß die Knicksicherheit für alle praktisch möglichen Beanspruchungen auch seitlich voll gewahrt wird.

Der örtliche Befund der Bruchstücke schloß seitliches Ausknicken als Ursache völlig aus. Denn wie schon in der „Bautechnik" 1924, Heft 46 und teilweise aus den Bildbeilagen in „Beton u. Eisen" 1925, Heft 9 ersichtlich, zeigt keines der Bruchstücke Absplitterungen auf den Seitenflächen der Lamellen, vielmehr wiesen alle Bruchflächen fast genau wagerechte Mantellinien auf. Die etwas seitliche Lage der Scheitelgelenkkörper ist dadurch leicht zu erklären, daß sich diese Körper im Fallen um den Fußpunkt der noch vorhandenen Stützen drehten. Die Aussparungen waren zu beiden Seiten angeordnet und nahmen im Höchstfalle in der Nähe des Scheitels 7 bis 8 % der Querschnittflächen ein, waren also bei den vorhandenen Sicherheitsgraden der verschiedenen Konstruktionsteile in bezug auf den Einsturz des Bogens bedeutungslos. Die Behauptung von der seitlichen Knickung wird ferner widerlegt durch den Bericht eines Augenzeugen über die Wahrnehmungen beim Einsturz des ³/₄ Stunden später einbrechenden zweiten Bogens, bei dem deutlich der nach unten klaffende Riß beobachtet wurde („Bautechnik" 1924, Heft 46, S. 525, 2. Abs.).

Während die beiden Gewölberippen im vorliegenden Fall fast genau auf die Hälfte ihrer Länge durch die Fahrbahnplatte mit den Querträgern ausgesteift werden sollten, hat z. B. die in der „Deutschen Bauzeitung" 1910, S. 49 erwähnte Walnut Lane Bridge in Philadelphia keinerlei Verbindung der im Scheitel nur 5,49 m breiten Gewölberippen, deren Stützweite etwa 73 m beträgt, obwohl bei der gewählten Fahrbahnausbildung die Innenkante der Gewölberippen stärker belastet ist als die Außenkante und obwohl beim Betonieren der Gewölbe das Lehrgerüst sich derart verdrückte, daß zwischen den Kämpferlamellen sich die Fugen öffneten.

3. Das Fehlen der Eiseneinlagen in den schlanken Gewölberippen wird bemängelt.

Entgegnung: Selbstverständlich sind für den Fall unvorhergesehener Ausführungsfehler Eiseneinlagen vorteilhaft. Unbedingt notwendig waren diese bei richtiger Ausrüstung der vorliegenden Gewölbe in statischer Hinsicht nicht. Es mag daran erinnert werden, daß unsere alten Dombaumeister mindestens ebenso kühne Konstruktionen in massiver Bauweise auch ohne Eiseneinlagen ausgeführt haben, die schon seit Jahrhunderten halten. Auch neueste Bauwerke von sehr schlanker Gestaltung sind ohne Eiseneinlagen ausgeführt worden, z. B. Pétrusse-Brücke in Luxemburg mit dem Schlankheitsgrad 1 : 15,9, die Rocky-Brücke in Amerika (Eng. News 1906, S. 323 und S. 507) mit dem Schlankheitsgrade 1 : 15,6, ferner die Monroe-Brücke in Amerika (Eng. News 1909, Bd. 62, S. 241—43), mit einem Schlankheitsgrade von 1 : 17,8. Der entsprechende Schlankheitsgrad der eingestürzten Bogen war 1 : 16,6. Unter Schlankheitsgrad wird bei vorstehenden Angaben das Verhältnis der Gewölbebreite zur Stützweite verstanden.

4. Der Beton soll nach der Untersuchung Prof. Colbergs mangelhaft gewesen sein.

Entgegnung: Einen Auftrag zur Untersuchung der Stoffe hat Prof. Colberg weder vom Gericht noch von den zuständigen Behörden erhalten; es kann deshalb die Auswahl der untersuchten Stoffe nicht nachgeprüft werden. Die gewählten und in der „Bautechnik" 1924, Heft 46, angegebenen Mischungsverhältnisse wurden bestimmt auf Grund sorgfältiger Laboratoriumversuche. Daß der Schleswiger Kies nicht zu den besten Sorten gehört, ist der Reichsbahnverwaltung bekannt; es wurde daher auch Basaltsplitt als Zusatz verwendet. Mit diesem Zusatz erhielt der Beton nach 28 Tagen die Festigkeit von 170 kg/cm², was durch sorgfältige Laboratoriumversuche festgestellt wurde. Bei der Ausführung der Bogen wurde sorgfältig darüber gewacht, daß die im Laboratorium als zweckmäßig festgestellte Mischung auch wirklich verwendet wurde. Der Bauaufsichtsbeamte hatte sein Hauptaugenmerk auf genaue Innehaltung des gewählten Mischungsverhältnisses zu richten; zur dauernden Überwachung bei jeder einzelnen Mischung wurde noch ein vereidigter Arbeiter der Reichsbahnverwaltung bei der Mischmaschine aufgestellt. Ferner wurde die Güte des bei der Bauausführung verwendeten Betons durch Abdrücken von Probewürfeln, die aus dem tatsächlich verwendeten Beton hergestellt waren, mit gutem Erfolge kontrolliert. Auch die von der Verwaltung sofort nach dem Einsturz angeordnete Betonuntersuchung ergab eine gute Übereinstimmung mit den vorgesehenen Mischungsverhältnissen.

Wie unter 2. erwähnt, konnte die Höchstspannung an dem frei stehenden Bogen nur 14 kg/cm² betragen. Der Zement war anerkanntermaßen einwandfrei. Glaubt denn wirklich irgend jemand, daß der unter den angegebenen Vorsichtsmaßregeln hergestellte Beton bei richtigem Ausrüsten der Bogen überbeansprucht worden wäre? Selbst der Einwand, die vorgeschriebene Mischung wäre an einer Stelle des Bogens nicht innegehalten worden und an dieser Stelle hätte der Bruch stattgefunden, könnte nicht aufrecht erhalten werden, da sich Bruchstellen an allen vier Bogen in ziemlich gleicher Entfernung von den Scheiteln gebildet haben. Ein Zufall lag demnach nicht vor.

5. Die Lehrgerüste sollen wesentliche Mängel gehabt haben, insbesondere wird die große Anzahl der verwendeten Stützen beanstandet.

Entgegnung: Das vom Unternehmer vorgeschlagene Lehrgerüst wurde anfangs auch von der Reichsbahnverwaltung beanstandet. Nachdem aber nachgewiesen war, daß derartige Lehrgerüste mit so vielen Stützen u. a. auch in Amerika mit gutem Erfolg, und zwar bei Brücken von weit größerer Spannweite verwendet worden waren (vergl. z. B. das Lehrgerüst der Mississippi-Brücke Neapolis, Spannweite 121,9 m), und die Beschaffung anderer Lehrgerüstmaterialien als bereits vorhandene bei den seinerzeit herrschenden Inflationsverhältnissen auf große Schwierigkeiten gestoßen wäre, ließ die Bau-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 10 u. 11 und „Beton u. Eisen" 1925, Heft 6.

verwaltung ihre grundsätzlichen Bedenken fallen. In bezug auf die Verwendung von Keilen für die Ausrüstung wird darauf hingewiesen, daß z. B. das Lehrgerüst für die Walnut Lane Bridge, Philadelphia von 73 m Spannweite ebenfalls unter Verwendung von Keilen abgesenkt worden ist. Betreffs der beiden beanstandeten Erdkörper wird hervorgehoben, daß der eine zur Durchführung eines Baugleises beibehalten werden mußte. Falsche Sparsamkeit war nicht der Grund, die Erdkörper an ihrer Stelle zu belassen. Auf den Böschungen waren die Sohlschwellen in Betonplatten eingelassen, auf der Oberfläche waren sie durch Betonsockel unterstützt. In den sorgfältig eingeschlemmten Sand über den Fundamentvorsprüngen wurden lange starke Hölzer quer zur Brückenachse eingeschlemmt. Auf diesen lagerten die Sohlschwellen der Lehrgerüste. Die Lehrgerüste haben während des Betonierens nur sehr geringe Einsenkungen erfahren, an ihren Scheiteln nur 9 bezw. 7 mm, unter den wesentlich stärkeren Mitten der Gewölbeschenkel bis zu 20 mm. Bei den sehr geringen Beanspruchungen der Hölzer von nur 6 bis 10 kg/cm² und dem außerordentlich geringen Bodendruck von 0,4 bis 0,5 kg/cm² war auch nicht mehr zu erwarten. Trotz scharfer Beobachtung nach dem Betonieren konnten irgendwelche Veränderungen des Lehrgerüstes und der Betonbogen nicht beobachtet werden, selbst an der Stelle nicht, wo die Sohlschwellen mit einem Ende auf dem Widerlagerbeton, im übrigen aber auf dem Sandboden auflagen. Vergleichsweise wird darauf hingewiesen, daß z. B. bei der Eisenbetonbrücke über den Neckar bei Cannstatt die Einsenkungen des Lehrgerüstes bei etwas geringerer Gewölbestärke im Scheitel 35 mm und in der Mitte der Gewölbeschenkel 50 mm betrugen.

Prof. Colberg beanstandet ferner, daß für die Unterstützung der Lehrgerüste nicht mit Frostbuckeln gerechnet wurde. Der Leser mag selbst entscheiden, inwieweit eine solche Forderung für Gewölbe, die im Herbst ausgerüstet wurden, dazu bei vollständig trockenem Gelände, angebracht ist.

Für das Absenken der Lehrgerüste waren dem Oberingenieur der Firma von der zuständigen Bauabteilung schon während der Verhandlungen über die Zulassung des Abrüstens Richtlinien über den allgemein zu vollziehenden Arbeitsvorgang an Hand besonders namhafter Beispiele, u. a. der oben benannten Brücke über den Neckar bei Cannstatt, erteilt worden. Auf die besondere Schwierigkeit des allgemeinen Absenkens war er hingewiesen und ihm eine Dauer von mindestens ebenso vielen Tagen wie sonst Stunden vorausgesagt worden. Außerdem war von ihm die Aufstellung eines Plans über den Absenkungsvorgang verlangt und eine rechtzeitige Mitteilung über den Termin des Absenkens gefordert worden, damit die nötigen Meßinstrumente herbeigeschafft werden konnten. Ferner war die Firma vertraglich verpflichtet, für das Ausrüsten die schriftliche Genehmigung einzuholen und den Beginn des Ausrüstens mindestens 48 Stunden vorher anzuzeigen. Die Firma hat aber unter Nichtbeachtung entgegenstehender vertraglicher Bestimmungen geglaubt, eigenmächtig vorgehen zu sollen, wodurch sie sich nebenbei bemerkt selbst schwer geschädigt hat.

Mit den vorstehenden Ausführungen dürfte auch die Frage des Herrn C. Kersten im Aufsatz „Beton u. Eisen“ 1925, Heft 9, S. 146, wo die maßgebenden Herren der auftraggebenden Behörde gewesen wären, ihre Erledigung in ausreichender Weise gefunden haben. Auch die Behauptung Dr. Empergers in „Beton u. Eisen“ 1925, Heft 13, S. 138, man hätte es mit der Kontrolle des Betons nicht so genau genommen, muß nach Vorstehendem als unbegründet zurückgewiesen werden. Dr. Emperger führt außerdem in demselben Aufsatz aus, daß das Pfeilverhältnis und das Schlankheitsverhältnis der Flensburger Betonbogen besonders ungünstig gewesen wären. Auch diese Angaben sind unzutreffend. Das Pfeilverhältnis war nicht 1 : 12, sondern genau 1 : 9,7 und das Schlankheitsverhältnis nach seiner Definition war nicht 1 : 16, sondern 1 : 12,2. Die Flensburger Brücke ist also nicht die flachste der in Vergleich gezogenen Brücken, wie angegeben, sondern steht in bezug auf die flache Gestaltung der angegebenen anderen sieben Brücken erst an fünfter Stelle. Es ist daher ungerechtfertigt, die angegebenen Schlußfolgerungen ganz besonders auf die Flensburger Bogen anwenden zu wollen.

Nach den Ergebnissen meiner eigenen Untersuchungen kann ich nur bestätigen, daß der Einsturz der Flensburger Bogen lediglich durch das falsche Ausrüsten verursacht worden ist, indem der Unternehmer die Stützen unter den Scheiteln in ihrer Anfangsstellung belassen und die übrigen Stützen ausgehend von den Mitten der Gewölbeschenkel sofort beseitigt hat. Diese unverständlichen Maßnahmen waren um so bedenklicher, als es sich hier um ziemlich flache Bogen handelte und die verwendeten Lehrgerüste in senkrechtem Sinne sehr starr waren.

Im übrigen wurde die bei der Aussprache in der diesjährigen Versammlung des Betonvereins angeregte grundsätzliche Frage, ob bei einem Dreigelenkbogen das Lehrgerüst in erster Linie unter dem Scheitel abgesenkt werden muß, oder ob zuerst in beiden Gewölbehälften von deren Mitte ausgehend abzusenken ist, außer in der erwähnten Versammlung in den beiden Aufsätzen von Prof. Dr. Max Möller, Braunschweig („Beton u. Eisen“ 1925, Heft 8, S. 130) und Prof. Dr. Mörsch, Stuttgart („Beton u. Eisen“ 1925, Heft 9, S. 144) so klar und überzeugend dargelegt und unter Berücksichtigung der Verhältnisse der Praxis zugunsten des ersteren Verfahrens entschieden, daß es sich erübrigt, an dieser Stelle weiter darauf einzugehen.

Der Wassergehalt des Gußbetons, auf Grund von Erfahrungen beim Bau der neuen Geestemünder Doppelschleuse.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. **E. Weise**, Berlin-Schöneberg.

(Schluß aus Heft 37.)

III. Wassergehalt.

Da nun das dem Betongemenge in der Mischtrommel zugesetzte Leitungswasser den Hauptbestandteil des Wassergehaltes darstellt, so sollen im folgenden die Grenzwerte und der Mittelwert des Wassergehaltes aus denen des Wasserzusatzes entwickelt werden. Hierzu sind alle Einflüsse zu untersuchen, die die Menge des beigegebenen Leitungswassers in der zeitlichen Aufeinanderfolge der einzelnen Betonierungsvorgänge bis zum Vorhandensein des festen Betonkörpers verändern.

Zunächst soll der Einfluß der Naturfeuchtigkeit des Mischgutes behandelt werden. Zur Feststellung der Naturfeuchtigkeit des „trockenen“ Mischgutes — Zement, Traß, Feinkies, Grobkies und Sand, ohne Wasserzusatz — wurden 22 Mischungsproben sofort nach der Entnahme aus dem Vormischer und nochmals nach Verdampfen der in ihnen enthaltenen Feuchtigkeit gewogen. Der sich hierbei jeweils ergebende Gewichtsunterschied stellt die Naturfeuchtigkeit des Mischgutes dar.

Auf Raumteile naturfeuchten Gemenges bezogen, ergeben sich hierbei folgende Werte:

mittlere	Naturfeuchtigkeit	4,2 R.P.
größte	„ „	5,3 R.P.
geringste	„ „	3,4 R.P.

Diese Naturfeuchtigkeit ist bei der Errechnung des Wassergehaltes zum Wasserzusatz zuzuschlagen, und zwar dürften dem Mittelwert des Wasserzusatzes 4,2 R.P. Naturfeuchtigkeit entsprechen. — Der Höchstwert des Wasserzusatzes (15 R.P.) steht, wie bereits früher erwähnt, in engster Beziehung zu den hohen Temperaturen, die zur Zeit seines Auftretens vorhanden waren. Ihm kann daher der Kleinstwert der ermittelten Naturfeuchtigkeit (3,4 R.P.) zugeordnet werden, zumal da die Naturfeuchtigkeitsuntersuchungen bei mittlerer Temperaturlage und zeitweise feuchtem Wetter stattfanden. Für den geringsten Wert des Wasserzusatzes (10 R.P.) wurde im vorstehenden der verhältnismäßig starke Regenzufluß als bestimmend erkannt. Ihm werden daher als geringste Vermehrung durch Naturfeuchtigkeit immerhin 5,0 R.P. zugeordnet werden müssen.

Eine weitere Veränderung erfährt das dem Betongemisch beigegebene Wasser durch die Verdunstung. Ungewöhnlich hohe Verdunstungsverluste sind bereits früher durch Ausschalten der Spitzenwerte des Wasserzusatzes in ihren Einwirkungen auf den Wassergehalt berücksichtigt worden. Zur angenäherten Erfassung der gewöhnlichen Verdunstung wurden folgende Versuchsproben ausgeführt: In einem flachen Becken wurden genau nach dem beim Betonieren üblichen Mischungsverhältnis (1 : $^1/_8$: 5 oder 1 : $^2/_5$: 5 naturfeuchte Gemenge zusammengestellt. Der Zement wurde jedoch hierbei durch Traß ersetzt, so daß die Einwirkungen des Abbindevorganges, d. h. die chemische Bindung von Wasser fortfielen. Nach Beigabe einer Wassermenge, die dem mittleren Wasserzusatz entspricht, wurde die gesamte Mischung gewogen und im Freien aufgestellt. Hier wurde das Mischgut häufig durchgerührt und in gewissen Zeitabständen von neuem gewogen. Die hierbei auftretenden Gewichtsabnahmen gaben die Größe der Verdunstung an. Es ergaben sich hierbei nach vier Stunden folgende auf die zugesetzte Wassermenge bezogenen Werte der Verdunstung:

a) bei feuchter Witterung, wobei jedoch Regenzufluß verhindert wurde: 0 R.P. (zwei Proben),

b) bei trockenem Wetter und mittleren Temperaturen: 4,7 R.P. und 2,4 R.P. Mittel 3,6 R.P.,

c) bei scharfer Sonnenbestrahlung in den Mittagsstunden (am 13. Juli 1923): 33,8 R.P.

Es ist schwierig, diese Versuchsergebnisse auf die Verhältnisse während des eigentlichen Betoniervorganges zu beziehen. Hier gibt das Betongemisch, zunächst in dünner Lage in den Gießrinnen fließend für die Verdunstung sehr günstige Bedingungen ab. Auch nach dem Einfließen des Gußbetons zwischen die Schalungswände muß — besonders bei großen Grundflächen der Bauklöcke und bei niedrigen Schalungswänden — mit einer wirksamen Verdunstung gerechnet werden. Der Verdunstung entgegen wirkt der mit der Zeit fortschreitende Abbindevorgang, der das im Betongemisch enthaltene Wasser teilweise chemisch bindet und das noch verbleibende freie Wasser mehr und mehr von der Außenluft abschließt. Ebenso werden die Lage der Verwendungsstelle, die Art der Einschalung und die zeitliche Verteilung der Betonierarbeit auf die Tagesstunden für die Verdunstungsgröße von Bedeutung sein. Die tatsächliche Verdunstung kann daher nur roh abgeschätzt werden. Es werden also folgende, auf den Wasserzusatz bezogene Verdunstungswerte auf Grund der vorangestellten Erörterungen und der Verdunstungsproben angenommen:

Dem Mittelwert des Wasserzusatzes entsprechend: 5 R.P., wobei eine mittlere Wetterlage zugrunde gelegt wird; für den bei verhältnismäßig hohen Temperaturen festgestellten Höchstwert des Wasserzusatzes als geringste zu erwartende Verdunstung: 10 R.P.

Die dem Kleinstwert des Wasserzusatzes beizuordnende Verdunstung dürfte selbst als Höchstwert = 0 gesetzt werden, indem auf eine besondere Berücksichtigung des Einflusses des Regenzuflusses auf den Wasserzusatz im folgenden verzichtet werden soll.

Schließlich ist noch der Einfluß des Wasserverlustes auf den Wasserzusatz zu untersuchen, der durch Ablauf an der Schalung während des Betonierens zustande kommt. Hierzu wurde ein freistehender Baublock unterhalb der Schalung rings mit einer Holzrinne umgeben, die durch Dachpappe und Goudron abgedichtet und in den Bauklock einbetoniert worden war (Abb. 3). Das Einbetonieren geschah während der ersten Betonierungsschicht. Im späteren Verlauf des Weiterbetonierens mußte sich dann alles an der Schalung herunterlaufende Wasser in der Holzrinne sammeln. Hier konnte es in Eimern entnommen und dann nach Raumteilen abgemessen werden. Vor dem Beginn des für die Messungen bestimmten Betonierabschnittes wurden alle Schalungsteile mehrere Stunden lang gehörig angenäßt, um das Aufsaugen von Betonwasser durch das Schalungsholz während des Betonierens nach Möglichkeit zu vermeiden. Es ergaben sich hierbei folgende Wasserverluste, auf den Wasserzusatz bezogen:

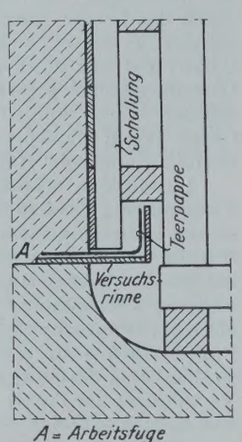


Abb. 3. Auffangung des Ablaufwassers.

10,0	R.P.
8,7	„
6,3	„
6,1	„
5,6	„
Mittel: 36,7	R.P. : 5 = **7,34 R.P.**

Da damit zu rechnen ist, daß immerhin ein Teil des Betonwassers von der Schalung festgehalten oder durch den Betonkörper der vorigen Arbeitsschicht aufgesogen wurde, und da die Versuchsrinne an ein paar Stellen nicht ganz dicht war, so sind die angegebenen Werte noch etwas zu erhöhen. Es sollen daher für die Errechnung des Wassergehaltes die folgenden Wasserverluste eingesetzt werden:

Für den Mittelwert des Wasserzusatzes . . .	8 R.P.
„ „ Höchstwert des Wasserzusatzes als geringste Verminderung	6 R.P.
„ „ Kleinstwert des Wasserzusatzes als größtmöglicher Verlust	10 R.P.

Berücksichtigt man alle erwähnten Veränderungen des Wasserzusatzes, so ergeben sich für das Geestemünder Schleusenbauwerk die in nebenstehender Tabelle zusammengestellten Werte des Wassergehaltes.

Zu der Umrechnung des zunächst auf Raumteile naturfeuchten Gemenges bezogenen Wassergehaltes in R.P. lufttrockenen Gemenges und des festen Betonkörpers sowie in Gewichtsprozente (G.P.) sei noch folgendes erwähnt:

Für die Ermittlung des Wassergehaltes in G.P., auf naturfeuchtes Gemenge bezogen, dienten die festgestellten Raumgewichte der bereits früher erwähnten 22 naturfeuchten Gemengeproben.

Die Beziehung des Wassergehaltes auf den festen Betonkörper machte die Ermittlung des Ausbeutungsfaktors notwendig. Hierzu

Raum- oder Gewichts-Prozente	bezogen auf	unter/ohne Berücksichtigung der Naturfeuchtigkeit	Höchstwert		Mindestwert		Mittelwert	
			Wasserzusatz	Wassergehalt	Wasserzusatz	Wassergehalt	Wasserzusatz	Wassergehalt
R.P.	naturfeuchtes Gemenge	unter	19,1	15,7	15,2	14,0	16,7	14,9
„	desgl.	ohne	16,1	12,6	9,7	9,0	12,5	10,9
„	lufttrockenes Gemenge	unter	19,8	16,3	16,0	14,8	17,4	15,6
„	festen Betonkörper	„	27,4	22,5	21,8	20,1	24,0	21,4
G.P.	naturfeuchtes Gemenge	„	14,1	11,2	8,9	8,5	11,1	9,9
„	desgl.	ohne	11,9	9,0	5,7	5,5	8,3	7,3
„	lufttrockenes Gemenge	unter	14,4	11,5	9,2	8,8	11,4	10,2
„	festen Betonkörper	„	12,5	10,2	9,9	9,1	10,9	9,7

wurde der Rauminhalt mehrerer fertig gegossener Bauklöcke genau errechnet und zu dem Gesamtrauminhalt der bei ihrer Herstellung benötigten Anzahl Mischungen ins Verhältnis gesetzt. Das Mittel aus sechs derartig ermittelten Werten des Ausbeutungsfaktors beträgt 0,698, d. h. 1 Raumteil naturfeuchten Gemenges ergab 0,698 Raumteile des festen Betonkörpers.

Um den Wassergehalt auch auf Gewichtsteile des festen Betonkörpers beziehen zu können, wurden 14 aus dem Schleusenbauwerk ausgestemmte Betonwürfel zur Errechnung des Raumgewichtes gewogen. Hierbei ergab sich als mittleres Raumgewicht 2,2 t/m³ festen Betons.

IV. Folgerungen.

Die festgestellten Werte des Wassergehaltes der vorangestellten Tabelle lassen zunächst erkennen, daß seine Schwankungen verhältnismäßig gering sind. Er verändert sich, beispielsweise auf lufttrockenes Gemenge bezogen, nur um 1,5 R. P. oder 2,7 G. P. Auch stimmen die ermittelten Wasserzusatzwerte recht gut mit bereits in der Fachliteratur für Gußbeton ähnlichen Mischungsverhältnisses angegebenen Wasserzusätzen überein. Dieses gilt auch für Angaben über den Wassergehalt von Gußbetonprobewürfeln, der beispielsweise von Gary als „endgültiger Wassergehalt der Probekörper“ an einer Stelle gleich 7,8 bis 11,6 G. P. lufttrockenen Gemenges einschließlich Naturfeuchtigkeit angesetzt wird.[7]) Berücksichtigt man, daß der Wasserzusatz nach den vorangegangenen Ausführungen besonders durch die Witterung beeinflußt wird, so erscheint die Anordnung von Wassermeßgefäßen, die, einmal eingestellt, ständig die gleiche Wassermenge zuteilen, nicht zweckmäßig. Selbst wenn nach amerikanischem Muster vor jedem Betonierabschnitt mit der Haufenprobe (slump) oder mittels Fließtisches (flow)[8]) durch Prüfung der Konsistenz des Betons die jeweilig günstigste Wasserbeigabe festgestellt wird, so ist hiermit den im Laufe der Betonierarbeit sich ändernden Witterungsverhältnissen bei dauernd gleichbleibender Wasserzuteilung nicht entsprochen. Einem Regler sollte nur die Aufgabe zufallen, einen Wasserzusatz über bestimmte Grenzen hinaus zu verhindern.

Die Tabelle des Wassergehaltes zeigt weiterhin, wie erheblich die Größenunterschiede von Wasserzusatz und Wassergehalt sind. Es ist daher zweckmäßig, die Eigenschaften des Betons einheitlich bei wissenschaftlichen Untersuchungen nicht vom Wasserzusatz, sondern vom Wassergehalt abhängig zu machen. Auch wäre es von Vorteil, den Wassergehalt durchweg auf lufttrockenes Gemenge unter Einschluß der Naturfeuchtigkeit der Zuschlagstoffe zu beziehen.

Es sollen nunmehr die Haupteigenschaften des Geestemünder Bauwerks zu denen solcher Probewürfel in Vergleich gesetzt werden, die etwa den gleichen Wassergehalt aufweisen.

Aus der vorliegenden Fachliteratur wurden mehrere Druckfestigkeiten nach 28 Tagen von solchen Probewürfeln entnommen, deren Zusammensetzung etwa dem Geestemünder Beton entsprach, d. h. die das gleiche Mischungsverhältnis und annähernd den mittleren Geestemünder Wassergehalt aufwiesen. Hierbei durfte davon ausgegangen werden, daß zwischen dem Wasserzusatz und dem Wassergehalt dieser Probewürfel nennenswerte Unterschiede nicht bestehen.

---

[7]) M. Gary, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 51, Berlin 1922, S. 7 bis 10.

[8]) G. Bethke, Das Wesen des Gußbetons, Berlin 1924, S. 17 bis 18, und W. Schmidt: Gußbeton in Deutschland und in Nordamerika, Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Heft 51, S. 458.

Aus sieben Werten von Probewürfelfestigkeiten nach 28 Tagen, die teils von M. Gary[9]), teils von O. Graf[10]) veröffentlicht worden sind, ergibt sich ein Mittelwert von 134 kg/cm². Die Veröffentlichung über den Geestemünder Schleusenbau von Arp und Gaye[7]) enthält auch Festigkeitsergebnisse von Gußbeton-Probewürfeln, für deren Herstellung die nötigen Bindemittel und Zuschlagstoffe dem Materialprüfungsamt einer Hochschule aus Geestemünde zugesandt wurden und deren Zusammensetzung dem Geestemünder Mischungsverhältnis genau entsprach. Die verhältnismäßig hohe mittlere Druckfestigkeit dieser Probewürfel ist jedoch deshalb hier nicht zu verwerten, weil ihr Wasserzusatz und Wassergehalt wesentlich verschieden sind. Denn die bei der Herstellung dieser Würfel verwendeten 10 cm starken Gipsplatteneinlagen werden einen Teil des Anmachewassers abgesaugt haben.

Zur Ermittlung der tatsächlichen Bauwerksfestigkeit hat die Preußische Bauverwaltung in Geestemünde Würfel von 30 × 30 × 30 cm Kantenlänge aus dem abgebundenen Betonkörper ausstemmen lassen. Die Druckfestigkeiten dieser vor dem Abdrücken auf 20 × 20 × 20 cm abgearbeiteten Würfel finden sich im Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Nr. 41, S. 350 aufgetragen. Nach 28 Tagen sind hiernach folgende Festigkeiten erreicht worden:

mittlere Festigkeit von fünf Probekörpern aus Hochofenzement	138,3 kg/cm²
mittlere Festigkeit von sechs Probekörpern aus Portlandzement	132,6 kg/cm²
also Bauwerksfestigkeit im Mittel	135,5 kg/cm²

Der Vergleich dieser Bauwerksfestigkeiten mit der vorher angeführten mittleren Probewürfelfestigkeit ergibt, daß kein nennenswerter Unterschied zwischen Probewürfelfestigkeit und Bauwerksfestigkeit besteht, sofern nur der Wassergehalt des Betons gleich ist. Die angeführten Zahlenwerte zeigen, daß die mittlere Bauwerksfestigkeit sich zu der mittleren Probewürfelfestigkeit verhält wie $\frac{135,5}{134,0} = 1,01 : 1$.

Die Bauwerksfestigkeit wird tatsächlich noch etwas über der der ausgestemmten Probekörper liegen, da anzunehmen ist, daß die Festigkeit der letzteren durch die Erschütterungen der Stemmarbeit beeinträchtigt worden ist. Für die Praxis wird jedenfalls mit ausreichender Sicherheit davon ausgegangen werden können, daß die mittlere Druckfestigkeit des Gußbetons im Bauwerk gleich der von Probewürfeln mit gleichem Mischungsverhältnis und demselben Wassergehalt ist. Hierbei wird von der Tatsache ausgegangen, daß sich das nach 28 Tagen Erhärtung festgestellte Festigkeitsverhältnis zweier Betonkörper im weiteren Zeitverlauf im allgemeinen nicht grundlegend ändert.

Bezüglich der Dichtigkeit des Gußbetons der Geestemünder Schleuse, die ebenfalls vom Wassergehalt in erster Linie abhängig ist, sei auf die Veröffentlichung von R. Otzen[11]) hingewiesen. Hier sind die neueren Ergebnisse der Erforschung der Abhängigkeiten zwischen Wasserdurchlässigkeit des Betons und Wasserzusatz zusammengestellt und durch die Kurve der „praktischen Wasserundurchlässigkeit" zusammengefaßt.

Setzt man auch hier für den Wasserzusatz der Laboratorium-Untersuchungen den Wassergehalt des Geestemünder Schleusenbauwerks ein, so ersieht man aus der Kurve, daß für den mittleren Wassergehalt von 10,2 G. P. und für den Geestemünder Wasserzementfaktor von 0,67 fast mit der größten „praktischen Wasserundurchlässigkeit" zu rechnen ist. Für die höheren Werte des Wassergehaltes (bis 11,5 G. P.) werden die Verhältnisse etwas ungünstiger, für die geringeren Werte (bis 8,8 G. P.) erreicht die „praktische Wasserundurchlässigkeit" ihre größten Werte.

Berücksichtigt man hier, daß der dem Geestemünder Betongemenge beigegebene Traß die Wasserundurchlässigkeit des Betons noch in günstigem Sinne beeinflussen wird, so darf man auf eine recht günstige Dichtigkeit des Geestemünder Schleusenbauwerks schließen.

Diese Erwartung haben denn auch Versuche, die in Geestemünde am Schleusenbauwerk selbst vorgenommen wurden, in vollem Maße bestätigt. Die zu diesem Zwecke getroffenen Versuchseinrichtungen auf der Baustelle finden sich im Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Heft 41, S. 349 dargestellt und beschrieben. Alle Untersuchungen, zu denen noch solche der bautechnischen Versuchsanstalt in Karlsruhe zu rechnen sind, der aus dem Bauwerk ausgestemmte Probekörper zur Prüfung zugesandt worden sind, ergaben eine durchaus zufriedenstellende, teilweise vollständige Dichtigkeit des Geestemünder Betons, wobei dieser einem Wasserdruck von rd. 4 at, teilweise auch von 6 at bis zu mehreren Wochen lang ausgesetzt worden ist. Nur die Arbeitsfugen zeigten eine erheblichere Durchlässigkeit. Die vorangestellten Ausführungen lassen also erkennen, daß auch die Dichtigkeit von Bauwerk und Probewürfeln gut übereinstimmen, sofern das Mischungsverhältnis und der Wassergehalt gleich sind.

Daraus ergibt sich die Möglichkeit, bei Gußbetonausführungen im voraus durch Laboratoriumwürfel die Haupteigenschaften des fertigen Bauwerks mit genügender Sicherheit zu bestimmen. Hierbei ist es nicht erforderlich, diese Würfel mittels einer entsprechenden Gießanlage herzustellen. Man wird vielmehr in derselben Weise vorgehen dürfen, wie bei Stampfbetonausführungen, nur muß man dafür sorgen, daß der Gußbeton in ähnlicher Weise wie auf der Baustelle gut durchgearbeitet wird, und daß der Wassergehalt von Probewürfel und Bauwerk gleich ist. Hierbei wird zweckmäßig nach folgenden Grundsätzen verfahren:

1. Die Wahl des Mischungsverhältnisses, der Zementsorte, sowie der Herkunft der Zuschlagstoffe unterliegt auch den bei Stampfbeton maßgebenden Überlegungen technischer und wirtschaftlicher Art. Es ist dafür zu sorgen, daß sich Wasserzusatz und Wassergehalt der Probewürfel möglichst decken durch Verwendung lufttrockener Einzelstoffe und Wahl eiserner Formen.

2. Hierzu kommt die Forderung der Gießbarkeit des Gemisches, die eine bestimmte Korngrößenverteilung (Sandzusatz), Bindemittelmenge und vor allem Wassermenge voraussetzt. Laboratorium-Untersuchungen mittels Fließtisches[8]) werden in dieser Richtung ausreichenden Aufschluß geben. Da der Gußbeton umso hochwertiger ist, je weniger Wasser zugesetzt wird, so ist ein möglichst geringer für die Gießfähigkeit mindest erforderlicher Wasserzusatz durch geeignete Kornzusammensetsung (etwa der Fullerkurve entsprechend) anzustreben.

3. Der bei den Feststellungen unter 2. gefundene mindesterforderliche Wasserzusatz, der zweckmäßig in G. P. auf lufttrockenes Gemenge zu beziehen ist, entspricht nach den dargelegten Abhängigkeiten des Wasserzusatzes bei der Bauausführung etwa einem solchen, der die Naturfeuchtigkeit einschließt und zwischen dem Mindest- und Mittelwert zu suchen ist. (Für Geestemünde also etwa gleich 10,0 G. P. lufttrockenen Gemenges,[12]) s. Tabelle S. 508). Von diesem Werte ausgehend sind dann

4. die tatsächlich auftretenden Schwankungen des Wasserzusatzes, sowie der voraussichtliche mittlere Wassergehalt des Bauwerks auf Grund der für Geestemünde im vorigen beschriebenen Erfahrungen in der Weise zu entwickeln, daß die Abhängigkeiten einzeln verfolgt und auf die beabsichtigten Baustellenverhältnisse und voraussichtliche Witterungslage bezogen werden.

5. Mit einem Wasserzusatz, der gleich dem unter 4. ermittelten voraussichtlichen mittleren Wassergehalt des Bauwerks ist, lassen sich schließlich die Haupteigenschaften des Bauwerks durch Probewürfel mit genügender Genauigkeit bestimmen.

Sehr fördernd und daher zu begrüßen wäre es, wenn bei möglichst vielen Baustellen noch ähnliche Ermittlungen angestellt würden, wie sie für Geestemünde durchgeführt worden sind. Eine noch schärfere Erfassung der Abhängigkeiten des Wasserzusatzes und seiner Veränderungen bis zum Wassergehalt durch allgemeinere Erfahrungen in dieser Richtung wird dazu dienen, die Schwankungen des Wassergehaltes von Gußbeton-Bauwerken in möglichst engen Grenzen zu halten. Das gilt auch für Gußbeton-Baustellen mit Kabel-Krananlagen oder Kippwagen-Betrieb.

Die in Geestemünde angestellten Untersuchungen bestätigen auch die ausgezeichnete Dichtigkeit eines Gußbeton-Bauwerks sowie die Schädlichkeit aller Arbeitsfugen. Die Gleichmäßigkeit seiner Haupteigenschaften — durch das monolithische Gefüge hoher Arbeitsschichten bedingt — stellt den Hauptvorzug des Gußbetons gegenüber Stampfbeton dar. Wenn nun außerdem die Vorausbestimmung der mittleren Haupteigenschaften des Betons an sich bei Gußbeton mit genügender Genauigkeit möglich ist, so wird hierdurch die Berechtigung der Forderung bestärkt, den amtlichen Sicherheitsfaktor für Gußbetonbauten gegenüber Stampfbetonausführungen entsprechend herabzusetzen. Dann wird sich auch die Wirtschaftlichkeit dieser neuen Bauweise erst voll auswirken können.

---

[9]) M. Gary, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 29, Berlin 1915, S 22, Heft 51, Berlin 1922, S. 21 bis 24., Heft 39, Berlin 1917, S. 5.

[10]) O. Graf, Die Druckfestigkeit von Zement, Mörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk, Stuttgart 1921, S. 11.

[11]) R. Otzen, Stampfbeton oder Gußbeton, „Der Bauingenieur" 1923, Heft 16, S. 466 bis 472.

[12]) Der geringste Wasserzusatz (9, 2 G. P.) ist durch starken Regenzufluß tatsächlich erhöht worden.

Alle Rechte vorbehalten.

Bautechnische Beobachtungen und Folgerungen bei dem neuen Erdbeben in Californien.

(Schluß aus Heft 37.)

Ein weiterer Beleg für die unzureichende Standsicherheit leichter Eisenbetonfachwerkbauten und von Hohlblockwänden ist das von Dewell besonders eingehend untersuchte St. Francis-Krankenhaus, etwa 18 × 76 m im Grundriß und vier Stock hoch. Mit Ausnahme der Außenwände des oberen Geschosses sind die Hohlsteinwände so gut wie völlig zerstört (Abb. 5), die Eisenbetonkonstruktion namentlich des ersten und zweiten Geschosses stark beschädigt. Im besonderen

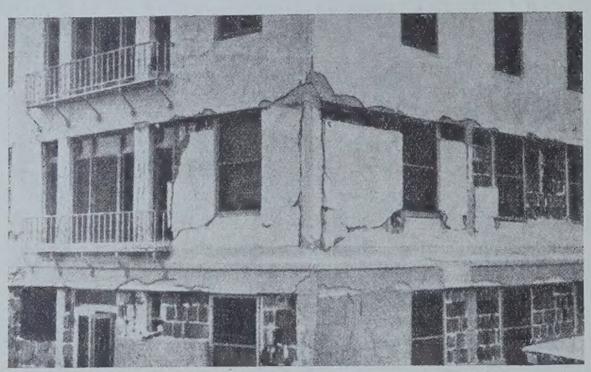


Abb. 5.

haben hier alle diejenigen Säulen, die in die Balken der oberen Geschosse einbinden, gelitten; sie sind zum Teil völlig abgequetscht und zersplittert (Abb. 6). Falls es nicht gelingt, das Gebäude sachgemäß abzufangen und in seinem unteren Teil eine neue Tragkonstruktion und namentlich auch tragfähige Eisenbetonwände einzuziehen, dürfte es völlig verloren sein.

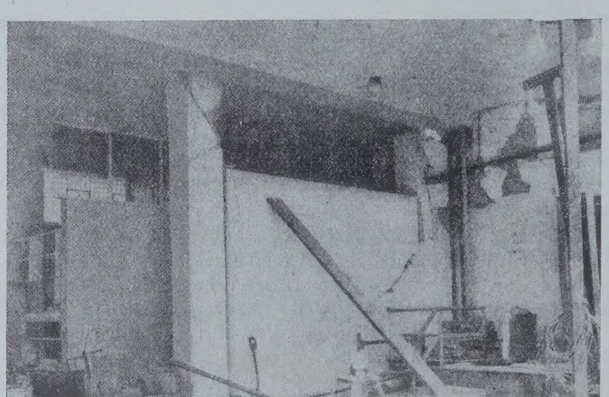


Abb. 6.

Die jedem mit Erdbebenwirkungen Vertrauten geläufige Beobachtung, daß bei ihnen seitliche Kräfte auftreten, in den Stützen sowohl Biegungs- wie Schubspannungen auslösen und am stärksten im ersten und zweiten Stockwerk an der Verbindung zwischen Säulen und Balken sind, ist bei allen in Santa Barbara untersuchten Tragteilen bestätigt: In einigen Fällen waren die Bewehrungseisen am Säulenkopf völlig krumm gebogen, zum Teil herausgerissen. Auch hierbei sei nochmals festgestellt, daß die Stoßrichtung bei Erdbeben einwandfrei aus Art und Lage der Schäden an Stützen und Wänden erkannt werden kann. Leider hatte man offensichtlich in sämtlichen besprochenen Fällen beim Entwurf auf diese seitlichen Kräfte in keiner Weise Rücksicht genommen, vor allem waren die besonders gefährdeten Säulen weder durch Stützkopfausbildung noch durch Vouten verstärkt.

Die Wirkung falscher und nachlässiger Entwurfbearbeitung namentlich bei älteren Bauwerken tritt besonders beim Arlington Hotel zutage, das mit seiner Tragkonstruktion in Eisenbeton und seinen Umfassungsmauern in Backstein bis zum Erdbeben durchaus den Eindruck eines soliden Massivbauwerkes machte. Nach Abb. 7 waren diese Wände in Wirklichkeit hohl, außen und innen nur 10 cm stark und mit den Tragteilen nicht verankert, Bogen, Pilaster, alle sonstigen Ornamente trotz echtester Wirkung bloße Attrappe und das notwendige Ergebnis bei dem jetzigen Erdbeben allgemeine Zerstörung mindestens der unteren Geschosse.

Abb. 7.

Das Endergebnis seiner Untersuchung faßt Dewell in die folgenden acht Punkte zusammen, indem er betont, daß sachgemäß ausgeführte Gebäude sehr wohl in der Lage seien, nicht nur Erdstößen der in Santa Barbara beobachteten Stärke zu widerstehen, sondern auch den weit größeren Erschütterungen des Erdbebens vom Jahre 1906 in San Franzisco:

1. Das Erdbeben war von nur mittlerer Stärke.
2. Der angerichtete Schaden ist überwiegend durch mangelhafte Bauausführung verursacht.
3. Diejenigen Gebäude der (amerikanischen) Bauklasse C in gutem Mauerwerk und einwandfreier Ausführung haben keinen Schaden erlitten; es darf demzufolge allgemein geschlossen werden, daß niedrige Fachwerkhäuser für Wohnzwecke mit ordentlichen Fundamenten, schrägen und lotrechten Verstrebungen Erschütterungen der genannten Stärken mit kaum weiteren Beschädigungen, als dem Einsturz ihrer Schornsteine und einigen Deckenrissen überstehen dürften.
4. Eisenbetonfachwerkbauten von genügender Widerstandsfähigkeit gegen Seitenschub dürften nach den Erfahrungen in Santa Barbara Erdbeben von der hier und in San Francisco beobachteten Stärke vermutlich befriedigend überstehen, doch müssen dazu Säulen und Balken besonders sorgfältig auf Biegungsbeanspruchungen berechnet werden, namentlich die letzteren genügenden Querschnitt und sorgfältige Ausbildung gegen wagerechten Schub, die Wandfelder auch gegen schräge Hauptspannungen und Druckrisse erhalten.
5. Eisenkonstruktionen sind dem Eisenbeton nach Dewells Ansicht überlegen. Eiserne Stützen sind, in starkem Gegensatze zu solchen aus Eisenbeton, ebenso widerstandsfähig gegen Schub wie gegen senkrechte Belastung; selbstverständlich muß auch die Verbindung zwischen Säule und Träger biegungsfest ausgebildet werden.
6. Die Widerstandsfähigkeit von Backsteinmauerwerk hat sich als völlig abhängig von seiner Beschaffenheit erwiesen; in den meisten Fällen ist es wegen schwerer Mängel vollständig zerstört worden. Niedrige Gebäude aus Backstein in ordentlichem Verband und fettem Zementmörtel gemauert, mit Flacheisenbewehrung, gut verankerten massiven Zwischenwänden und Decken nach sachgemäßem Entwurf dürften sich bei Erdbeben ebenfalls befriedigend halten; Mauervorsprünge aller Art sind nach Möglichkeit zu beschränken.
7. Hohlblockmauerwerk hat sich im allgemeinen für Erdbebengebiete als ungeeignet und lebensgefährlich erwiesen.
8. Eisenbetonfachwerk mit bloßer Ausmauerung von Backsteinen oder Hohlblöcken ohne ebenfalls standsicher ausgebildete Eisenbetonwände ist in Erdbebengebieten ungeeignet.

Kittel.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. August ausgegebene Heft 16 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Vierte Jahresschau deutscher Arbeit Dresden 1925: „Wohnung und Siedlung". — Regierungsbaurat Rudolf Stegemann: Das deutsche Siedlungshaus des „Sächsischen Heims", Landes-Siedlungs- und Wohnungsfürsorge-Gesellschaft m. b. H. in Dresden auf der Jahresschau 1925: „Wohnung und Siedlung" in Dresden. — Oberbaurat Walter Koeppen: Die neue Bauordnung für Berlin.

Raumakustik. Auf der Essener Bauausstellung sprach Professor Dr.-Ing. Michel, Hannover, über Raumakustik. Die wichtigsten Erscheinungen beim Verlauf von Schallwellen sind, wie bekannt, die

Reflexion oder der Rückwurf, die Resonanz oder Mitschwingung und die Interferenz oder Einschwingung.

Der Rückwurf ergibt sich dadurch, daß der Schall, der sich vom Erzeugungspunkte aus kugelförmig mit einer Geschwindigkeit von 340 m/Sek. fortpflanzt, sehr bald auf die Raumumschließungen trifft und von diesen zurück- und hin- und hergeworfen wird. Dies spricht sich entweder als Nachhall oder als Echo aus, je nachdem der Rückwurf noch mit dem unmittelbaren Schall zusammenfällt oder von ihm getrennt hinterherkommt. Im allgemeinen stört ein Nachhall, wenn die zurückgeworfene Schallwelle bei gesprochenem Wort einen Umweg von mehr als 17 m, bei Musik mit ihrer oft schnellen Tonfolge einen Umweg von mehr als 12 m gegenüber dem ursprünglichen Schall zurücklegt, bis sie das Ohr des Hörers erreicht. Man ist in der Lage, Rückwürfe bildlich zu veranschaulichen, und zwar zeichnerisch und durch kinematographische Aufnahme mit dem Wellenapparat.

Die zurückgeworfenen Wellen zeigen einen verschiedenartigen Verlauf, je nach der Gestalt des Raumes. Ungünstig sind im allgemeinen die gekrümmten Formen (Ellipse, Pantheonkuppel).

Die Ermittlung der Rückwürfe ist für den Architekten nützlich, indem sie gestattet, sich von der akustischen Sachlage ein Bild zu machen (Aspendos, Bayreuth, Prinzregententheater). Toeplersches Verfahren. Ferner kann man schon eine vorläufige Zeichnung auf akustische Nachteile des Entwurfs untersuchen (Harris Theatre in Minneapolis, Seollay Square Theatre in Boston).

Auch kann man die Ursache von Mängeln an bereits ausgeführten Gebäuden ausfindig machen (New York, Washington). Es liegt nahe, durch entsprechende Raumgestaltung ungünstige Rückwürfe zu vermeiden (Hill Memorial Hall in Michigan, Großes Schauspielhaus in Berlin). Auf diesen Gedanken ist es auch zurückzuführen, daß neuere amerikanische Vortragshallen verhältnismäßig geringe Höhenentwicklung zeigen (Memorial Auditorium in Lowell, Auditorium in Cleveland).

Resonanz oder Mitschwingung kann auf verschiedene Weise zustande kommen, und zwar:

a) Es kann die Luft des Raumes durch irgend einen Ton in Eigenschwingungen versetzt werden. Es entsteht der „Eigenton" des Raumes, den man herausfinden kann, wenn man die Tonleiter singt und bei einem Ton eine auffallende, dröhnende Verstärkung bemerkt. Je größer der Raum ist, um so tiefer liegt der Eigenton. In sehr großen Räumen läßt er sich oft nicht feststellen.

b) Es kann ein auf einem Podium stehendes Instrument oder ein Sänger unmittelbare Schallwellen an das Podium abgeben, die sich von dort vermöge des baulichen Zusammenhanges in die Raumumschließungen, d. h. in die Wände, den Fußboden und die Decke des Saales fortpflanzen. Dabei kommt in Betracht, daß in festen Körpern die Schallgeschwindigkeit erheblich größer als in der Luft ist. Während sie in der letzteren bei gewöhnlicher Saaltemperatur rund 340 m/Sek. beträgt, erreicht sie in gebranntem Ton, und dies wird auch für Mauerwerk einigermaßen zutreffen, 3652, in Eisen 5000, in Tannenholz 5256 m/Sek. Infolgedessen sind die Raumwandungen bereits von den in die baulichen Konstruktionen übergegangenen und von diesen weitergeleiteten Schallschwingungen erfüllt, wenn der unmittelbare Schall durch die Luft eintrifft. Indem sie nun ihrerseits an die Luft übertragen werden, verstärken sie den unmittelbaren Schall.

c) Endlich können auch die Wände und Ausstattungen eines Raumes von der lebendigen Kraft der auftreffenden unmittelbaren Schallwellen in Mitschwingung versetzt werden, die sich wiederum der Raumluft mitteilt, ähnlich wie ein Klavier oder eine Harfe mitklingt, sobald hineingesungen oder ein anderes Instrument in der Nähe gespielt wird. Besonders leicht neigt Holz, vor allem in Gestalt dünner Platten, zu Mitschwingungen. Daher rührt die gute Wirkung von Holzkonstruktionen jeder Art, insbesondere von Holzvertäfelungen und Holzdecken (Altes Gewandhaus, Alte Oper, Hannover, Tabernakel der Mormonen). Eine bewußte Förderung der Resonanzbildung kann demnach der Hörsamkeit von Räumen günstig sein (Meßpalast Köln). Allerdings ist unter Umständen bei anderem Material als Holz, z. B. Rabitz, auch mit einer nicht erwünschten Einwirkung auf den Klang zu rechnen.

Interferenz oder Einschwingung beeinflußt die Hörsamkeit dadurch, daß beim Aufeinandertreffen von zwei oder mehr Wellensystemen gleichartige Phasen sich verstärken, während entgegengesetzte Phasen sich aufheben. Die bei Dauerton entstehenden Interferenzen lassen sich ähnlich den Höhenschichtenplänen des Landmessers auftragen.

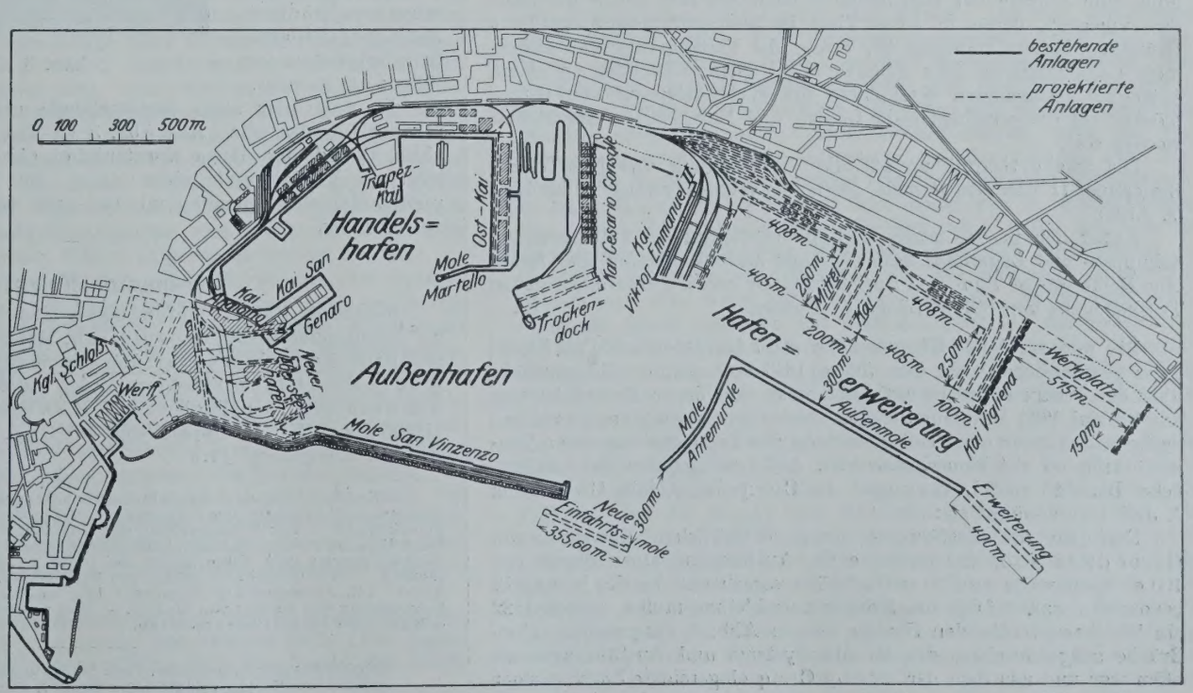
Ein ganz anderer Gesichtspunkt für die Untersuchung der akustischen Verhältnisse eines Raumes ist der, daß man den Nachhall als Ganzes betrachtet und seine Dauer in dem zu prüfenden Raume ermittelt bezw. im voraus abschätzt. Hierzu benutzt man eine Formel, in der der Rauminhalt des Saales und die Dämpfungskraft seiner Umschließungsflächen zum Ausdruck kommt. Für die Dämpfungskraft hat man Zahlenwerte im Vergleich zu der dämpfenden Wirkung einer freien Fensteröffnung ermittelt usw. für die verschiedensten Ausbaustoffe usw., z. B. rauhen Putz, glatten Putz, Holzvertäfelung, Fensterverglasung, Teppiche, Vorhänge, Holzfußboden, Linoleum, Filz, Publikum für 1 Person und für 1 m².

Die Dämpfungszahlen ändern sich je nach den verschiedenen Tönen. Sabine hat Untersuchungen für das C der einzelnen Oktaven angestellt. Durch dieses verschiedenartige Verhalten beeinflussen die dämpfenden Stoffe die Klangwirkung.

Wenn die Berechnung der voraussichtlichen Nachhalldauer eines geplanten Saales nach Maßgabe seiner Ausstattung kein befriedigendes Ergebnis bringt, so hat man es in der Hand, die Art des Ausbaues im Entwurf so lange zu ändern, bis sich eine allen billigen Anforderungen entsprechende Wirkung erwarten läßt (Little Theatre, New York). Räume mit zu geringer, mit angemessener und zu großer Dämpfung zeigen ein ganz verschiedenes akustisches Bild.

Die für einen Raum angemessene Nachhalldauer läßt sich mit Hilfe einer Formel berechnen, die vom Rauminhalt des Saales ausgeht. Ebenso läßt sich die der Saalgröße angemessene Schallstärke bestimmen usw. als Zahl der Instrumente eines Orchesters von üblicher Zusammensetzung. Endlich kann man auch die überhaupt günstigste Nachhalldauer rechnerisch bestimmen. Das Gesetz dieser Formel läßt sich ebenfalls in einer Kurve zeichnerisch wiedergeben.

Erweiterung des Hafens von Neapel. Die Bucht von Neapel bildet mit ihren amphiteatralisch ansteigenden und von Osten nach Westen laufenden Hügelketten und ihrer fast nur nach Süden offenen Lage einen natürlichen Schutz gegen alle aus Norden, Osten und Nordwesten kommenden Stürme. Sie hätte jedoch unter den recht kräftigen Winden aus Süd und Südwest empfindlich zu leiden, wenn sie hier



Erweiterung des Hafens von Neapel.

nicht durch umfangreiche Kai- und Molenbauten geschützt wäre: Deren ältester, der Kai Angioino (vergl. den Lageplan), stammt aus dem Jahre 1300 und wurde im 15. Jahrhundert erweitert; er bildet jetzt mit dem im 18. Jahrhundert angelegten Kai San Genaro den Südwestteil des Handelshafens, dem — geschützt durch die Mitte des 19. Jahrhunderts gebaute Mole San Vincenzo — der Außenhafen vorgelagert ist. Der durch das genannte, 2 km lange Bauwerk gebildete Schutz war für den Hafen in seiner damaligen Ausdehnung ein recht bedeutender; er wurde durch die später gebaute Antemurale- und die rechtwinklig dazu verlaufende, gegen 1905 angelegte Außenmole noch vervollständigt und gestattete die Anlage einer Reihe von Kai- und Hafenanlagen, im besonderen diejenigen des 1912 vollendeten Kais Viktor Emmanuel II und eine stetige Zunahme des Verkehrs. Nach der folgenden Übersicht betrug der letztere:

Jahr	Zahl der ein- und auslaufenden Schiffe			Tonnage t	Frachtverkehr t	Anzahl der Reisenden
	Segler	Dampfer	zusammen			
1883	4 000	4 100	8 100	3 500 000	700 000	400 000
1893	7 236	4 632	11 868	4 774 628	851 000	438 778
1903	6 260	6 331	12 591	9 186 770	1 306 946	747 452
1913	10 839	11 386	22 225	18 538 131	2 419 210	939 966

Im Jahre 1923 waren die Nachwirkungen des Krieges im wesentlichen überwunden, die Verkehrszahlen dieses Jahres erreichen diejenigen von 1913 fast völlig und übertreffen sie zum Teil bereits. Die Zahl der anlegenden italienischen und fremden Dampferlinien beträgt einschließlich der Küsten- und Vergnügungsschiffahrt etwa 60, der gesamte Hafenverkehr ist in ständigem Wachsen begriffen, schon jetzt vermag der eigentliche Hafen kaum die Hälfte der Fahrzeuge aufzunehmen. Man versteht also sehr wohl, daß bereits 1918 umfangreiche Erweiterungsarbeiten beschlossen und im Laufe der folgenden Jahre ein erweiterter Plan dafür aufgestellt worden ist, der die Länge der nutzbaren Kailänge um 2270 m und die verfügbaren Hafenbecken um 37 ha vermehren soll.

Die in Aussicht genommenen Kaianlagen sind in dem Lageplan besonders kenntlich gemacht; sie gliedern sich nach einem ausführlichen Bericht von Boudreaux in „Génie Civil“ vom 27. Juni 1925 in die folgenden vier Gruppen:

1. Arbeiten zum Schutze des Hafens und des westlichen Stadtgebietes;
2. Erweiterung der Kais, der Verkehrs- und Ladeanlagen;
3. Anlage eines Überseehafens;
4. maschinelle Einrichtung der Kais, Lade- und Lageranlagen.

Die erste Gruppe umfaßt in der Hauptsache den Bau einer neuen Mole zum Schutze der Hafeneinfahrt nach Südwest neben der Mole San Vincenzo, deren in 38 m Tiefe in Steinschüttung ausgeführte Gründung bereits vollendet ist, ferner die Verlängerung der Außenmole nach Südosten zum Schutze des Vigliena-Kais, der zu einem 45 000 m² umfassenden Werkplatze für die Herstellung von Betonblöcken für die verschiedensten Grund- und Hafenbauten eingerichtet werden soll.

Die zweite Gruppe umfaßt die Verbreiterung des Kais Viktor Emmanuel II und des Ostkais sowie die Anlage zweier neuer Kais (s. Abb.).

Außer den in der letzten Gruppe einbegriffenen umfangreichen Schuppen- und Lagerhausbauten in Holz und Eisenbeton sind ferner eine Reihe großer Silo- und Speicherbauten und der Bau eines neuen Trockendocks von 321 m Länge zu nennen. Ki.

Die neu versteifte Hängebrücke von Lézardrieux, die als Ersatz einer gewöhnlichen, aus dem Jahre 1840 stammenden Hängebrücke über den Trieux nunmehr fertiggestellt ist und deren Probebelastung am 16. Mai 1924 stattgefunden hat, bietet hinsichtlich des gewählten Systems und ihrer ohne Unterbrechung des Betriebes beendeten Bauausführung so viel Bemerkenswertes, daß im folgenden des ausführliche Bericht von Leinekugel le Cocq in „Génie Civil“ vom 4. Juli 1925 erwähnt sei:

Nachdem die Ausführung eines vortrefflichen Entwurfs von Harel de la Noë, der an Stelle der Aufhängung einen Bogen von 100 m Spannweite und 30 m Stichhöhe vorsah und bereits in Angriff genommen war, infolge des Krieges unterbleiben mußte, wurde 1922 ein Wettbewerb für den Umbau der in Abb. 1 dargestellten alten Brücke ausgeschrieben, der für alle Systeme und Ausführungsarten offen war und aus dem der von Le Cocq eingereichte Entwurf einer versteiften Hängebrücke mit Kragenden als erster hervorging. Er

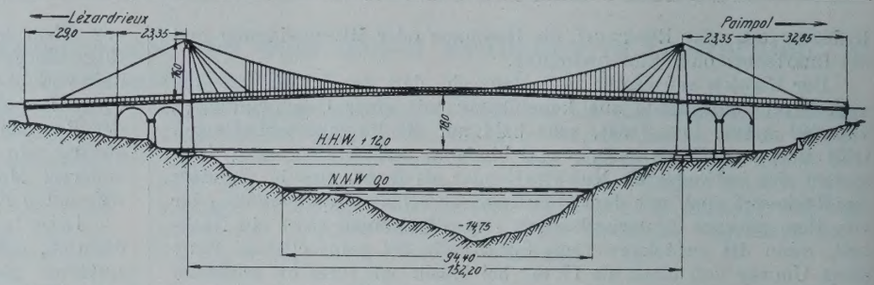


Abb. 1. Alte Hängebrücke von 1840. Parabolische Aufhängung zwischen gemauerten Turmpfeilern. Spannweite 152 m.

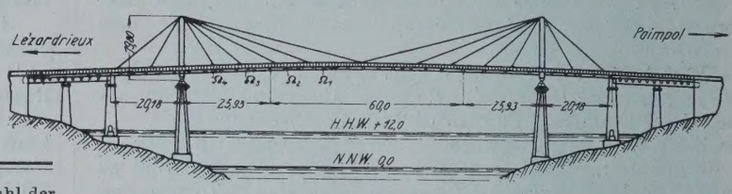


Abb. 2. Preisgekrönter Entwurf von Leinekugel le Cocq. Spannweite 111,86 m. Versteifte Hängebrücke zwischen Gitterturm mit Kragenden.

fußt auf dem bereits seit einigen 20 Jahren bekannten System des Génie-Obersten Gisclard, ist in Abb. 2 dargestellt und zeigt eine Spannweite von 111,86 m gegenüber 152.20 m der alten Brücke.

Abb. 3. Bauaufnahme.

Das Ausschreiben hatte die Aufrechterhaltung des Fahr- und Fußgängerverkehrs zur Voraussetzung gemacht: Dadurch, daß ohnehin eine neue Aufhängung notwendig, die alte in keiner Weise hinderlich und die neue Fahrbahn etwa 1 m tiefer vorgesehen war, ließ diese Bedingung sich ohne Schwierigkeiten erfüllen; um so mehr, als die unter der alten herzustellende neue Fahrbahn auch noch erheblich breiter war. Aus Abb. 3 ist das Nebeneinander der alten (Abb. 1) und der neuen Konstruktion (Abb. 2) gut ersichtlich; sie zeigt im Vordergrunde einen neuen, im Bau befindlichen Turmpfeiler, dahinter den alten mit der noch verbliebenen parabolischen Aufhängung. Ki.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahnoberräte Grospietsch, Mainz, als Mitglied zur R. B. D. Frankfurt (Main), Schroeder, Münster (Westf.), als Abteilungsleiter zur R. B. D. Köln, Kreck, Frankfurt (Main), als Mitglied zur R. B. D. Mainz, Schweth, Trier, als Mitglied zur R. B. D. Essen, Schaepe, Breslau, als Mitglied zur R. B. D. Oppeln, und Söffing, Oppeln, als Mitglied zur R. B. D. Königsberg (Pr.).

INHALT: Über den Betrieb der Schiffshebewerke des Centrekanals in Belgien. — Rostschutz von Eisenbauten — Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen. — Der Wassergehalt des Gußbetons auf Grund von Erfahrungen beim Bau der neuen Geestemünder Doppelschleuse. (Schluß.) — Bautechnische Beobachtungen und Folgerungen bei dem neuen Erdbeben in Californien. (Schluß.) - Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Raumakustik. — Erweiterung des Hafens von Neapel. — Neu versteifte Hängebrücke von Lézardrieux. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 11. September 1925 Heft 39

Alle Rechte vorbehalten.

Etwas vom Kleinpflaster.

Von Ministerialrat Dr.-Ing. **Artur Speck**, Dresden.

Zurzeit befindet sich der Landstraßenbau in allen Ländern in einem kritischen Stadium. Dem ständig wachsenden Kraftwagenverkehr ist die nur mit Wasser und Sand gebundene Schotterbahn nicht mehr gewachsen. Der Verfall der Straßen ist um so rascher vor sich gegangen, als in der Kriegs- und Nachkriegszeit eine ordnungsmäßige Unterhaltung hat unterbleiben müssen, was sich bei der gänzlich veränderten Inanspruchnahme der Fahrbahn durch die Kraftfahrzeuge doppelt gerächt hat. Jede weitere Unterlassung bedeutet Zerstörung kostbarer Anlagewerte und kann wirtschaftlich nicht verantwortet werden.

Schon im letzten Jahrzehnt vor dem Kriege hatte man in Deutschland erkannt, daß das Kleinpflaster, die geniale Erfindung Gravenhorsts, für den Landstraßenbau die Straßenbefestigung der Zukunft sein würde, und zwar vor allem deswegen, weil es auf die alten abgefahrenen Fahrbahndecken ohne größere Vorbereitungen aufgesetzt werden kann, also keinen neuen Unterbau braucht, und weil es um so wirtschaftlicher wird, je größer der Verkehr ist. Bei den Vorkriegspreisen ergab sich, daß Kleinpflaster sich bereits dann bezahlt macht, wenn alle vier bis fünf Jahre geschüttet werden muß. Heute liegen die Verhältnisse für Kleinpflaster rechnungsmäßig ungünstiger, weil die Kosten der Steine und der Pflasterung stärker gestiegen sind als bei den Schüttungen und der Zinsfuß bei der Berechnung des Jahreswertes zurzeit noch höher angenommen werden muß; technisch aber scheiden diese Wirtschaftlichkeits-Rechnungen vielfach aus, weil die Schotterbahn dem Verkehr überhaupt nicht mehr gewachsen ist und somit als geeignetes Mittel vollständig ausscheidet, und insofern ist die allgemeine wirtschaftliche und technische Lage heute tatsächlich für das Kleinpflaster günstiger als je. Nun zeigte sich aber im Laufe der Jahre, daß die Annahmen, mit denen man gerechnet hatte — 15 bis 20 Jahre Haltedauer des Kleinpflasters bei starkem und schwerem Verkehr, 20 bis 30 Jahre bei mittelschwerem und mittelstarkem Verkehr —, nicht in allen Fällen zutrafen und daß insbesondere starke örtliche Zerstörungen der Fahrbahn, Schüsselbildungen ähnlich wie bei den Schotterbahnen, Unebenheiten, die den Wasserabfluß hindern, vollständige Zerstörung einzelner Steine und andere Übelstände auftraten. Das führte dazu, anderen Befestigungsarten mehr Aufmerksamkeit zuzuwenden, die diese Nachteile nicht besitzen sollten. Man versuchte durch Verwendung von Bitumen (Teer, Asphalt) entweder nur die Oberfläche der Straße oder den Schotter in ganzer Tiefe zu binden, sei es nun im Tränk- oder Mischverfahren, sei es mit heißem oder kaltem Bitumen, mit wasserlöslich gemachtem Teer (Kiton), mit Ölen, Laugen, mit Zusatzstoffen (Filler) u. dergl. m. Alle diese Versuche haben schon vor dem Kriege keine restlos befriedigende Lösung für den Landstraßenbau gebracht, obwohl stellenweise recht beachtliche Erfolge erzielt worden sind. Jetzt werden diese Bauweisen besonders auf Grund der englischen Erfahrungen auch in Deutschland wieder in größerem Umfange aufgenommen. Die Bitumenindustrie setzt alles daran, die verschiedenen Walzbitumenverfahren auf die Höhe zu bringen. In diesen Tagen wird Kaltasphalt (Cold Asphalt = Colas) auf den Markt gebracht, der nach dem Zeugnis des obersten englischen Straßenbaubeamten eine große Zukunft haben soll, da er auch bei nassem Wetter aufgebracht werden kann.[1])

Es war nötig, in kurzen Worten auf die Entwicklung der Straßenbauverfahren einzugehen, weil viele Kreise, vor allem auch Angehörige der Parlamente, zu zweifeln beginnen, ob Kleinpflaster wirklich die richtige Bauart ist, ob es insbesondere die einmalige Aufbringung so großer Mittel rechtfertigt.

Die wirtschaftliche Seite der Frage soll hier nicht behandelt werden, da, wie schon oben angedeutet, derartige Berechnungen unsicher sind und die Entscheidung Schotter — Kleinpflaster meist aus rein technischen Gründen schon zugunsten des letzteren ausfällt. Ob andere hochwertige Decken, die bei guter Ausführung nicht viel billiger sind als Kleinpflaster, haltbarer und wirtschaftlicher sind, kann heute noch nicht entschieden werden; dazu wird es noch einer Probezeit von mindestens fünf bis zehn Jahren im eigenen Lande bedürfen, während das Kleinpflaster sich seit mehr als 25 Jahren bei uns bewährt hat, wenn es nur richtig gebaut worden ist. Hierin liegt meines Erachtens der Kern der Frage, und ich glaube behaupten zu dürfen, daß Mißerfolge bei Kleinpflaster in der Hauptsache nur auf die fehlerhafte Bauweise zurückzuführen sind.

a) Wesentlich für die Tragfähigkeit des Kleinpflasters ist ein tragfähiger Untergrund. Bei Landstraßen — und diese sollen hier nur besprochen werden — wird das Pflaster in der Regel zur Ersparung von Kosten, worauf sein Hauptvorteil gegenüber dem Großpflaster beruht, auf die alte Schotterdecke aufgesetzt. Wenn Packlage unter der alten Fahrbahn liegt, wird dies in der Regel genügen. Ist ein Grundbau aber nicht vorhanden, darf die alte Fahrbahn nur dann benutzt werden, wenn bekannt ist, daß sie trocken liegt und vor allem nicht unter Frostaufbruch leidet. In allen solchen Fällen muß vor der Kleinpflasterung, und zwar möglichst ein Jahr vorher, Packlage eingebaut und eine schwache Schotterdecke aufgewalzt werden. Das gilt auch dann, wenn der lehmige Untergrund bei Nässe durch die Fahrbahn dringt.

Das Kleinpflaster wird nun auf den festen profilmäßig auf das peinlichste hergestellten Untergrund, in der Regel also auf die alte Fahrbahn so aufgesetzt, daß nach dem Festrammen nur noch höchstens 2 cm Sand zwischen Fahrbahnoberfläche und Steinunterkante verbleiben. Während das Großpflaster auf einem starken tragfähigen Sandbett steht, auf das der Pflasterstein den Raddruck überträgt, den er vermöge seiner großen Masse und Fläche allein aufzunehmen imstande ist, soll der Kleinpflasterstein möglichst unter Ausnutzung der Reibung den Druck gemeinsam mit den benachbarten Steinen unmittelbar auf den festen Untergrund übertragen. Das Sandbett hat nur die Aufgabe, als Ausgleichschicht zu wirken, da die Steine nicht gleich groß und nicht ganz eben sind, und soll gleichzeitig als eine Art Auffüllungsbehälter für den Fugensand dienen. Daraus folgt, daß der Untergrund unwandelbar sein und seine Oberfläche genau die Form der zukünftigen Pflasteroberfläche haben muß. Hierin wird am meisten gesündigt. Entweder wird die alte Schotterbahn nicht genau profilmäßig oder nicht genügend gleichmäßig fest hergestellt. Der erste Fehler tritt namentlich dann ein, wenn durch den Verkehr oder durch den Baubetrieb die vorher profilmäßig hergestellte und auch vom Bauaufsichtführenden abgenommene Fahrbahn in den letzten Stunden vor der Pflasterung wieder gleisig gefahren wird. Der Schaden zeigt sich dann sehr bald, nachdem die Pflasterstrecke in Betrieb genommen worden ist: die neue Pflasterbahn wird uneben und gleisig. Da nun der Pflasterunternehmer meistens eine Gewährleistungsfrist übernehmen muß, ist er geneigt, mehr Sand als notwendig verwenden zu lassen, damit die Fahrbahn zunächst glatt erscheint, und die Pflasterer, die im Stücklohn arbeiten, sind es auch zufrieden, weil sie mit mehr Sand schneller vorwärtskommen. Nach einigen Jahren, wenn der Sand festgerüttelt oder zermürbt ist, zeigen sich die Schäden aber doch. Der zweite Fehler, ungleichmäßige Festigkeit der alten Schotterdecke, ist am weitesten verbreitet und wird leider nur zu wenig bemerkt. Eine gleichmäßig abgefahrene Fahrbahn wird selten da sein, das kommt nur bei Porphyren oder ähnlichen sich gleichmäßig abnutzenden Gesteinen vor. Meist ist die alte Fahrbahn in der Mitte ausgefahren oder weist Schüsselbildungen auf. Es ist kein Fehler, wenn die ganze Fahrbahn mit dem Aufreißer auf die ganze Breite tief aufgerissen und unter Zubuße neuen Schotters wieder eingewalzt wird. Man erhätt dann wenigstens eine neue Schotterdecke gleicher Festigkeit und von der erstrebten Form der Oberfläche. Das Verfahren ist aber kostspinlig und nutzt den Vorteil nicht genügend aus, die alte jahrelang festgefahrene Bahn als Unterlage für das Kleinpflaster zu verwenden. Dazu kommt, daß es bei aller Vorsicht kaum möglich sein wird, diese neue, noch nicht feste Decke vom Verkehr, und sei es nur vom Bauverkehr, freizuhalten. Man wird also wenigstens einige Wochen, besser ein halbes Jahr den Verkehr über die neu eingewalzte Aufbruchstrecke gehen lassen und kleine Unebenheiten nochmals vor Beginn des Pflasterns ausbessern. Vielfach wird man aber — und mit Recht, um die Festigkeit des größeren Teiles der noch gut erhaltenen Fahrbahn auszunutzen und um Kosten zu sparen — die alte Straße nur ausbessern, hervorstehende Teile vorsichtig mit der Spitzhacke abtreiben, mit den so gewonnenen

[1]) Eine knappe Zusammenstellung aller neueren Straßenbauarten bringt Oberbaurat Reiner in seinem lesenswerten Heft: „Der gegenwärtige Stand des Kraftwagenverkehrs und des Baues von Kraftwagenstraßen", S. 23 u. f., Charlottenburg 1924, Zementverlag.

Massen kleinere Unebenheiten ausbessern und die Schlaglöcher ausfüllen. Hier ist die größte Fehlerquelle. Leider werden sehr oft diese Schlaglöcher nur mit Schotter oder Sand ausgefüllt und nachher mit der Walze abgedrückt, zumal wenn zur Erreichung einer Wölbung auf die ganze Breite oder über die Mitte noch ein dünner Schutt aufgebracht wird. Die Befestigung gelingt scheinbar gut. Der Schaden zeigt sich aber bald nach der Fertigstellung des Pflasters, mitunter anch erst nach Jahren. Denn die Walzenräder können vermöge ihrer Breite die Steine in den höchstens 20 × 30 cm großen, 10 bis 20 cm tiefen Schlaglöchern nicht so zusammendrücken wie auf der höher liegenden Fahrbahndecke. Dies besorgt erst der Verkehr, und die Folge ist, daß sich trotz der scheinbaren Ausbesserung die Schlaglöcher in der neuen Kleinpflasterbahn genau in derselben Weise zeigen wie in der Schotterbahn. Auch Rammen mit der Hand genügt bei den Sehlaglöchern noch nicht allein. Das beste Ergebnis wird erzielt, wenn die Schlaglöcher ordnungsmäßig verbaut, mit Hand gerammt und einige Wochen unter Verkehr gelassen werden. Dann haben sich diese Einbauten genügend gesetzt, verspannt und so gefestigt, daß später keine Einsenkungen mehr unter dem Verkehr zu befürchten sind.[2]) So selbstverständlich das hier Gesagte sein mag, so wenig ist es nach unseren Erfahrungen bisher in der Praxis beherzigt worden. Zeigen sich vor dem Beginn der Pflasterung wieder kleine Vertiefungen, müssen diese erst wieder ausgebessert werden.

In gleicher Weise ist zu verfahren an Stellen, wo erfahrungsgemäß örtlich Frostaufbrüche auftreten, wie in den höher gelegenen Gegenden, bei Quellenbildungen usw., soweit da nicht Einbau einer Packlage gegeben ist. Aber auch hier kann nicht genug vor schneller Arbeit gewarnt werden.

Zusammenfassend ist zu sagen:

1. Die Unterbauebene für das Kleinpflaster muß so vorbereitet werden, daß sie die gleiche Form der zukünftigen Pflasteroberfläche erhält, und muß eine gleichmäßig feste, unwandelbare Masse darstellen, je härter, desto besser.
2. Der Ausgleich der Unebenheiten darf keinesfalls mit Pflastersand geschehen.
3. Die ausgebesserte Unterbauebene ist vor dem Einbau des Pflasters so lange dem Verkehr auszusetzen, bis sie gleichmäßig fest ist. Besonders ist auf das vorherige Ausbessern der Schlaglöcher zu achten. Unmittelbar vor dem Pflastern sind neugebildete Unebenheiten nochmals sorgfältig auszugleichen.

b) Wenn die Unterbauebene die unter a genannten Anforderungen erfüllt, wird die Fehlerquelle ausgeschaltet, die zu den meisten Beanstandungen und oft zu Streitigkeiten zwischen Bauherrn und Unternehmer führt. Nicht minder wichtig, aber leichter feststellbar ist die Güte der Pflastersteine und des Pflastersandes.

Die Kleinpflastersteine sollen aus gesundem und unverwittertem festen Gestein von gleichmäßigem Korn und frei von Losflächen sein. Wegen der Anforderungen an die Festigkeit, wie auch wegen der Bewertung des Kleinpflasters im allgemeinen darf ich auf die Veröffentlichungen des Oberbaurats Dr. Scheuermann in der Zeitschr. f. Transportw. u. Str.-B. 1909, Nr. 12 bis 20 und in der Wasser- u. Wegebau-Zeitschr. 1924, Nr. 11 verweisen und auf die petrographischen Untersuchungen des Professors der Geologie Geheimrats Dr. Kalkowsky von 57 sächsischen Kleinpflastersteinen aufmerksam machen, die ich in dem bei E. A. Seemann in Leipzig erschienenen Sonderkatalog der Sächsischen Staatsbauverwaltungen für die Internationale Baufachausstellung in Leipzig 1913 veröffentlicht habe. Die 57 Kleinpflastersteine setzen sich zusammen aus 2 Granuliten, 16 Graniten (5 fein-, 3 mittel- und 8 grobkörnigen), 5 Quarzporphyren, 3 Pyroxengranitporphyren, 16 Pyroxenquarzporphyren, 4 Syeniten, 1 Porphyrit, 7 Diabasen und 3 Basalten und sind zurzeit auf der Verkehrsausstellung in München in Halle V in den Räumen des Landes Sachsen in natürlicher Größe nebst Dünnschliffen, die in elffacher Vergrößerung durch Lupen betrachtet werden können, und Beschreibung der Öffentlichkeit zugängig gemacht. Im wesentlichen gilt für die Untersuchung der Brauchbarkeit eines Gesteins zu Pflastersteinen dasselbe wie für den Straßenschotter. In Frage kommen ausschließlich Hartgesteine meist eruptiver Herkunft von einer gewissen Spaltbarkeit. So sehr die letztere Eigenschaft der Herstellung einer würfligen Form günstig ist und die maschinelle Erzeugung und damit die Verbilligung fördert, so darf doch die Spaltbarkeit ein gewisses Maß nicht überschreiten, da die Steine sonst unter dem Verkehr spalten. Der Grund liegt in einer versteckten Parallelstruktur, die sich bei der petrographischen Untersuchung deutlich erkennen läßt. Dazu neigen einige Porphyre, die nur mittlerem Verkehr gewachsen sind. Die große Abschleifbarkeit der Basalte gebietet eine gewisse Vorsicht in der Verwendung bei Steigungen, als deren Grenze Dr. Scheuermann 4 % angibt, was sich mit unseren sächsischen Erfahrungen deckt. Auch ist beim Basalt auf Sonnenbrenner zu achten, wofür die Kochprobe empfohlen wird. Beim Granit ist der feinkörnige dem grobkörnigen bei schwerem Verkehr überlegen, der grobkörnige darf aber in Steigungen bis zu 6 % verwendet werden. Der Hauptvorteil des hand- und maschinengespaltenen Granites ist, daß er sich der Würfelform am meisten nähert, ohne daß es besonderen Nachbossierens bedarf. Einen der vorzüglichsten Kleinpflastersteine gibt der ostsächsische Diabas, der den schwersten Verkehr aushält, ohne je glatt zu werden. Im allgemeinen fällt es in der Praxis nicht schwer, geeignete Kleinpflastersteine zu finden, weil alle Anforderungen, die an einen Hartschotterstein zu stellen sind, auch für Kleinpflaster Geltung haben und die Eignung eines Bruches zu Hartschotter meist bekannt sein wird. Ob er sich gut spalten läßt, zeigt ein Versuch sofort.

Wesentlich für die Haltedauer des Kleinpflasters ist die Form der Kleinpflastersteine. Die Steine sollen möglichst würflig sein, die Länge und Breite 8 bis 12 cm, die Höhe 9 bis 11 cm betragen. Die Kopffläche soll eben, nicht unter 64 cm² und nicht über 120 cm² (also nicht 12 × 12!) groß, die Fußfläche mit dieser gleichlaufend und nicht kleiner als $^3/_4$ der Kopffläche sein. Außerdem ist der Stein um so besser zu verwenden, je ebener auch seine Seitenflächen sind. Deshalb werden sich alle Gesteinsarten von einer gewissen Spaltbarkeit nach allen drei Richtungen, wie sie in erster Linie die feinkörnigen Granite besitzen, besonders für Kleinpflaster eignen, auch wenn sie nicht so viel Druckfestigkeit aufweisen können wie andere Gesteinsarten. Wiesbaden verlangt sogar $^4/_5$ der Kopffläche als Mindestmaß der Fußfläche. Zweifellos ist das eine gute Forderung, ich halte sie aber für zu hoch gespannt. Sie läßt sich in der Praxis nicht durchführen. Schon bei dem Maß von $^3/_4$, auf das Sachsen in diesem Jahre von $^2/_3$ wieder heraufgegangen ist, ist es schwer, vorschriftsmäßige Steine zu erhalten, vor allem aus den Quarzporphyrbrüchen, wo sehr viel „polygonales“ Pflaster geliefert wird. Mag dieses Kleinpflaster bei untergeordneten Straßen oder auf Plätzen seinen Zweck erfüllen, für Durchgangstraßen mit starkem und schwerem Verkehr muß es abgelehnt werden. Würde man in solchen Gegenden als Mindestmaß $^4/_5$ festsetzen, bekäme man kein Pflaster, oder die Bestimmungen würden allmählich als unerfüllbar außer Schwung kommen. Ich halte deshalb das immerhin noch reichliche Verhältnis von „Fußfläche = $^3/_4$ Kopffläche“ für richtiger empfehle aber dann, daß dieses Maß streng eingehalten wird. Dr. Scheuermann macht mit Recht auf die Erweiterung der Fugen aufmerksam, die bei der Abnutzung des Kleinpflasters aus Steinen mit starkem Anlauf eintritt. Wesentlich ist aber m. E. auch die gegenseitige Reibung der Seitenflächen der Pflastersteine, die mit zunehmendem Anzug abnimmt. Je größer die Reibung, um so besser ist die Druckverteilung auf den Untergrund, ein Umstand, der bei der verhältnismäßig kleinen Aufstandfläche, die noch durch ihre Unebenheit vermindert wird, nicht vernachlässigt werden darf. Deshalb ist die Reibung durch möglichst enge Fugen und möglichst ebene Seitenflächen zu erhöhen. Das erstere muß beim Setzen erreicht werden, das letztere bei der Herstellung. Schiefe Winkel der Seitenflächen gegen die Kopfflächen sind dann nicht schädlich, wenn sie bei allen Steinen auftreten, also durch die Gesteinstruktur bedingt sind, weil es dann trotzdem möglich ist, gleichstarke enge Fugen herzustellen. Schlimmer sind die Backen an den Seitenflächen, die den schlechtesten Fugenschluß geben. Da nützt auch kostspieliges Nachbossieren nicht. Gesteine mit typischer Backenbildung sollten daher vermieden werden. Auch hier werden sich die Pflasterer gern, um schneller vorwärts zu kommen, mit viel Sand helfen, was aus den früher angeführten Gründen schädlich ist.

Zusammenfassend ist also zu sagen:

Die Kleinpflastersteine sollen würflig sein, ebene Flächen besitzen (Fußfläche nicht kleiner als $^3/_4$ der Kopffläche) und mit engen Fugen verpflastert werden. Der Pflastersand soll scharfkörnig sein. Feinkörniger, ton- und lehmhaltiger Sand ist zu vermeiden.

c) Noch auf einige Fehlerquellen sei hingewiesen, die bei der Herstellung der Pflasterung beobachtet werden.

Nach unseren sächsischen Erfahrungen bestehen hinsichtlich der Haltbarkeit keine nennenswerten Unterschiede zwischen Reihen-, Kreuz- und Bogenpflasterungen. Bei Granit hat sich in starken Steigungen über 5 % Reihenpflaster recht gut bewährt und wird von den Fuhrwerken gern benutzt, weil die Pferde besonders im Winter an den Kanten der Steine besser mit den Stollen Halt gewinnen. Bogenpflaster sollte nur von durchaus erfahrenen Setzern ausgeführt werden, da der angebliche Vorteil — Gewölbewirkung — leicht durch den Nachteil wettgemacht wird, daß sich bei nicht ganz gleichmäßig ausgesuchten Steinen verschieden starke Fugen bilden, die den Verband

[2]) Über die Behandlung der Schlaglöcher berichtet Oberregierungsbaurat Kluge demnächst in der „Verkehrstechnik“ in einem Aufsatze: „Ein Beitrag zur Unterhaltung wassergebundener Schotterstraßen“ ausführlich, worauf hier Bezug genommen wird.

lockern. Besser ein strammsitzendes engfugiges Kreuzpflaster als ein schlecht ausgeführtes Bogenpflaster, das übrigens auch teurer ist. (Wer sich über das Pflastersetzen genauer unterrichten will, findet das Wissenswerte außer in den angeführten Veröffentlichungen Dr. Scheuermanns im Buche des Münchener Pflastermeisters F. W. Noll „Zur Vervollkommnung des Kleinpflasters", erschienen bei E. Lange in Berlin SW 29.)

Am Straßenrande macht sich häufig ein Einsinken und Kippen der vorletzten Steinreihe bemerkbar, wenn die letzte Reihe zum besseren Abschluß aus bordsteinähnlichen Langsteinen (auch Teumaer Platten) oder Großpflastersteinen hergestellt ist. Beim Auskoffern der um 8 bis 12 cm tiefer liegenden Gründungssohle bricht die Innenseite der Baugrube auf einige Zentimeter ab, da sie nicht senkrecht stehen kann. Die Folge ist, daß die erste Kleinpflasterreihe, auch wenn der Schaden durch Verkeilen beseitigt worden ist, im Laufe der Zeit unter dem Verkehr einsinkt und nach außen kippt. Bei den neueren sächsischen Ausführungen ist deshalb mit recht gutem Erfolge von besonderen Randsteinen abgesehen worden. Es müssen nur an der Außenseite die Steine ordentlich verkeilt und die Seitenstreifen mit dem Aufbruchschotter gut befestigt und abgerammt werden.

Wenn irgend angängig, soll die Pflasterung in voller Breite unter Sperrung des Verkehrs durchgeführt werden. Wenn die Umwege durch Tafeln einheitlich und eindeutig bezeichnet und die Abweistafeln nachts gut beleuchtet werden, wenn ferner die Sperrung rechtzeitig, mindestens acht Tage vorher in den Tageszeitungen, nicht bloß im Amtsblatt, und in Automobilzeitungen und nach Einvernehmen mit den örtlichen Kraftfahrervereinigungen bekanntgegeben werden und durch Aufklärung in den Zeitungen den Fahrern klargemacht wird, daß gerade sie das meiste Interesse an einer tadellosen Bauausführung haben, dann wird sich der Verkehr eine Sperrung auf drei bis vier Wochen viel leichter gefallen lassen, als man gemeinhin annimmt, zumal da bei einer Kleinpflasterung auf zwanzig Jahre Ruhe eintritt.

Läßt sich aber eine Sperrung nicht ermöglichen, dann müssen Vorkehrungen getroffen werden, die die Bildung von Gleisen in der neuprofilierten Unterbauebene unter allen Umständen vermeiden. Das ist natürlich bei halbseitiger Ausführung schwer. Besonders die zweite Hälfte, die den gesamten Verkehr zusammengedrängt oft auf 2 bis 2,5 m Breite aufnehmen muß, kommt in der Regel sehr schlecht weg. Wenn der Verkehr auf das fertige Kleinpflaster der ersten Hälfte übergeleitet worden ist, wird vielfach die zweite, fast ganz zerfahrene Hälfte nur notdürftig wieder eingeebnet, weil die Pflasterer drängen, um vorwärts zu kommen. Hier muß die Bauleitung rücksichtslos vorgehen und darf unter keinen Umständen mit Pflastern beginnen lassen, ehe nicht eine vollkommen profilrechte und gleichmäßig feste Fahrbahndecke wieder hergestellt ist. Die Innenseite des in Angriff genommenen halbseitigen Pflasters ist durch Saumhölzer sicher zu stützen, die mit eisernen Dörnern unverrückbar festgehalten werden. Die Mittelfuge, die oft durch die Fahrzeuge trotz aller Vorsicht zerstört wird, muß zuletzt besonders sorgfältig geschlossen werden. Da die Arbeiten in der Regel im Gedingelohn an einen Unternehmer vergeben werden, dessen Arbeiter wieder in Stücklohn tätig sind, soll die Bauverwaltung hier nicht sparen und lieber die Instandsetzung solcher fast unvermeidlicher Schäden besonders vergüten und in Tagelohn ausführen lassen. Durch Anlagen hölzerner Auffahrbrücken am Anfang und Ende der Teilstrecken wird eine weitere Ausschaltung von Beschädigungen der Unterbauebene und der frischen Pflasterung erreicht. Auch soll an Beleuchtung und Bewachung der Baustrecke nicht gespart werden, weil jede Zerstörung der alten und der neuen Fahrbahn einen dauernden Schaden erzeugt.

Aus diesen Gründen ist zu empfehlen, nicht alle Arbeiten der Pflasterung an einen Unternehmer zu vergeben, sondern die wichtigen Vorarbeiten in der Hand der Bauverwaltung zu behalten und sie im Tagelohn unter fachmännischer Aufsicht ausführen zu lassen. Die neuen sächsischen „Bedingungen für die Ausführung von Kleinpflasterarbeiten auf Staatsstraßen" schreiben daher z. B. folgendes vor:

Dem Auftraggeber liegt ob:

a) die Kleinpflastersteine, den Pflastersand und das Wasser anzuliefern,
b) die Pflasterunterbauebene herzustellen,
c) den Pflastersand in das Pflasterbett einzubringen und einzuebnen,
d) das Aussondern der Pflastersteine nach Höhen von 1 cm Unterschied,
e) das Zufördern der Pflastersteine von den seitlichen Ablagerungsplätzen,
f) das Überziehen des Pflasters mit einer 1 cm hohen Sandschicht,
g) die Stellung und Unterhaltung der Pflasterlehren, Pflastereinsäumungshölzer nebst Eisenpfählen, hölzernen Auffahrtbrücken und Absperrungs- und Beleuchtungsvorrichtungen,
h) die Absperrung, Beleuchtung und Bewachung der Pflasterstrecke, sowie
i) die Regelung des öffentlichen Verkehrs auf der Pflasterstrecke.

Dem Auftragnehmer liegt ob:

a) das fugenrechte Setzen des Kleinpflasters aus Steinen von 8 bis 12 cm Länge und Breite und 9 bis 11 cm Höhe in die vorbereitete Sandschicht nach vorgeschriebenem Querschnitte und mit 2 cm Erhöhung über der endgültigen Pflasterhöhe,
b) das Rammen des Pflasters unter Begießen mit Wasser, sowie das Zufüttern der Fugen mit Sand,
c) das Auswechseln beim Rammen etwa zersprungener Steine,
d) die Stellung und Unterhaltung der Pflastergeräte, sowie
e) die Erfüllung der Verpflichtung als Arbeitgeber in bezug auf die reichsgesetzliche Arbeiterversicherung.

Ebenso wichtig wie diese Arbeitsteilung ist eine tüchtige Bauaufsicht, die sich reichlich bezahlt macht.

Wenn nach den hier entwickelten Grundsätzen verfahren wird und dadurch die Nachteile vermieden werden, die nicht in der Bauart an sich, der Beschaffenheit der Steine und dem Pflastern im allgemeinen, sondern in der mangelhaften Vorbereitung der Unterbauebene, der falschen Form der Steine und der unsachlichen Verpflasterung ihre Ursache haben, dann wird das Kleinpflaster wie bisher auch in Zukunft wegen seiner allbekannten Vorzüge, die Dr. Scheuermann in den erwähnten Aufsätzen erschöpfend gewürdigt hat, an der Spitze aller hochwertigen Decken stehen, und in gebirgigen und waldreichen Gegenden wird es allein in Frage kommen, weil dort Beton und Bitumen wegen Steigung, Feuchtigkeit, Glätte und Frostwirkung ausscheiden. An eine Voraussetzung ist allerdings die Verwendbarkeit des Kleinpflasters gebunden, nämlich an die Wirtschaftlichkeit. Der Kampf, ob wasser- und sandgebundener Schotter oder eine hochwertige Decke zu verwenden ist, ist bei starkem und schwerem Kraftwagenverkehr — über 1000 t in 24 Stunden — aus rein technischen Gründen ohne Rücksicht auf die Ergebnisse von Wirtschaftlichkeitsberechnungen zugunsten der hochwertigen Decke bereits entschieden. Welche hochwertige Decke aber — Beton, Bitumen, Kleinpflaster — den Sieg davontragen wird, darüber entscheidet die Wirtschaftlichkeit. Die große Haltedauer der Kleinpflasterdecken ist erwiesen, für Beton- und Bitumendecken liegen in Deutschland noch nicht genügend Erfahrungen vor. Die ausländischen, besonders die englischen und amerikanischen Ergebnisse sind mit Vorsicht zu bewerten und erst lange Jahre im deutschen Klima und unter deutschen Verhältnissen hinsichtlich der Bewährung der Baustoffe und Baumethoden auszuproben. (Wenn England z. B. das Kleinpflaster nicht anwendet, so liegt dies auch mit daran, daß es wenig Kleinpflastersteine im Lande hat.) Die Gefahr, die dem Kleinpflaster in Zukunft droht, liegt nicht in seiner Brauchbarkeit, sondern in der Höhe der Kosten der erstmaligen Herstellung. Vor dem Kriege kostete in Sachsen 1 m² fertigen Pflasters 6 bis 8 Mark, 1 m² hochwertiger Decke 5 bis 6 Mark, die aber höhere Unterhaltungskosten und geringere Haltedauer aufweist. Jetzt sind die Kleinpflasterpreise hier auf 16 bis 18 Mark gestiegen, ohne daß sich diese Erhöhung in vollem Maße aus der allgemeinen Preislage rechtfertigen läßt, während eine hochwertige Bitumendecke für 9 bis 11 Mark zu erhalten ist. Unter diesen Umständen ist es Pflicht der Bauverwaltungen, schon aus diesem Grunde andere hochwertige Decken auszuproben und auf ihre wirtschaftliche Brauchbarkeit zu untersuchen. Sache der Pflastersteinlieferanten und des Pflasterergewerbes wird es sein, mit den Preisen auf die normale Höhe herunterzugehen. Das wäre auch im volkswirtschaftlichen Interesse erwünscht, da die Steinindustrie in Deutschland vielen Tausenden von Arbeitern Verdienst gibt und die zum Kleinpflaster gebrauchten Baustoffe im Gegensatz zu dem Bitumen sämtlich im Inlande bezogen werden können.[3])

Schlußergebnis: Wenn bei der Herstellung von Kleinpflaster alle Regeln der Straßenbaukunst, insbesondere die von Dr. Scheuermann in den angeführten Veröffentlichungen und von mir hier angegebenen Grundsätze beachtet werden, wird das Kleinpflaster nach wie vor eine bereits bewährte hochwertige Decke für starken und schweren Verkehr auf den Landstraßen bleiben, die bei normalen Preisen zurzeit von keiner anderen Bauweise an Wirtschaftlichkeit übertroffen wird. Seine Verbreitung liegt im Interesse der deutschen Volkswirtschaft.

[3]) Vergl. Oberbauamtmann Stillkrauth-München, Moderner Straßenbau in Nr. 49/50 des ADAC-Sport, der besonders die bayerischen Verhältnisse bespricht.

Über die Freiheit von Querverkehr und Umblick auf Straßenbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **Herbst**, Berlin.[1])

Bei den vielen verkehrstechnischen, wirtschaftlichen und ästhetischen Rücksichten, die bei Anlage und Gestaltung von Straßenbrücken maßgebend sind, hat man auch auf den „Querverkehr“ der Brückenbahn, d. h. auf die freie Verbindung zwischen Gehweg und Fahrdamm für die Fußgänger, von jeher Wert gelegt. Seine Berücksichtigung ist bei Entwürfen und Wettbewerben mitunter eine Bedingung für die Anlage des Bauwerks gewesen.

Dieser Bedingung läßt sich ohne weiteres genügen, wenn das Haupttragwerk, mag es Eisen, Stein, Holz oder Eisenbeton sein, unter die Fahrbahn gelegt werden kann, was ja nach den jeweiligen Verhältnissen und Verkehrsansprüchen — zumal aus Schönheitsrücksichten — möglichst angestrebt werden soll. Wenn aber ein Brückentragwerk, z. B. mit Rücksicht auf die niedrige Lage der Fahrbahn über Hochwasser oder auf die Verkehrsfreiheit des gekreuzten Weges, also praktischen Forderungen entsprechend, oben angeordnet werden muß, so stellt die Schaffung jener uneingeschränkten Querbeweglichkeit, bei der Vielseitigkeit wirtschaftlicher und zweckmäßiger Lösungen, den Ingenieur und Architekten oft vor eine ebenso interessante wie schwierige Aufgabe.

Man kann bei der Anlage der Schwierigkeit dadurch sehr einfach Herr werden, daß man grundsätzlich die Haupttragwerke außerhalb der beiderseitigen Gehwege, also in der Geländerflucht anlegt, wobei kein Einbau störend zwischen Gehweg und Fahrdamm zu treten braucht. Eine solche Lösung wurde sehr oft gewählt, vor allem bei großen Strombrücken in Städten, wo erhöhte Ansprüche gestellt werden. Sie erfordert aber erhebliche Mehrkosten für die größere Breite der Querkonstruktion. Es fällt dem wirtschaftlich und statisch denkenden Ingenieur in einer Zeit, wo sparsames Bauen, produktive Leistung und gute Arbeit ein ernstes Gebot deutschen Wirtschaftslebens geworden sind, wo oft alle großzügigen Pläne an der harten Notwendigkeit der Geldknappheit scheitern, recht schwer, bei solchem nur dem Verkehrszwecke dienenden Bauwerk die Brückenbahn-Konstruktion (die Querträger) z. B. statt 15 m 25 m weit zu spannen, also schwer und teuer zu bauen.

Man wird deswegen zur Einschränkung der Fahr- und Gehbahn-Konstruktion die Haupttragwerke im allgemeinen so nahe wie möglich an die Bordkante des Dammes und die Gehwege daneben auf leichte Unterstützung legen. Von dieser naturgemäßen Anordnung wird man nur abweichen, wenn besondere Gründe dazu zwingen; man wird prüfen, wie man durch zweckmäßige Ausbildung der Tragwand die freie Beweglichkeit möglich macht.

Bei dem Bestreben nach einem gerechten Ausgleich muß man sich auch über den sogenannten „Querverkehr“ einmal Rechenschaft ablegen, der von mancher Seite stets für unentbehrlich gehalten wird.

Der Querverkehr äußert sich m. E. in folgenden Formen:

1. Bei Schräg- oder Gerad-Überschreiten des Dammes zur Abkürzung des Weges.
2. Ebenso zur Begrüßung von Passanten, die auf der anderen Seite gehen.
3. Ebenso zur Betrachtung des Landschafts- und Städte-Bildes in der Umgebung.
4. Ebenso zur Teilnahme an besonderen Ereignissen in der nächsten Umgebung, z. B. auf dem Flusse oder auf anderen Verkehrswegen, die Interesse und Schaulust oft unerwartet in Anspruch nehmen können.
5. Das Überholen von langsam gehenden oder stillstehenden Personen, das Vorbeigehen an Verkehrsstauungen, besonders bei langen, schmalen Gehwegen und stärkerem Verkehr.
6. Das Vorbeigehen an Unterhaltungsarbeiten auf dem Gehweg.
7. Das Begleiten von Fuhrwerken an der Dammkante entlang.
8. Das Ausweichen vor Fuhrwerken zum Gehweg.
9. Die Verbindung mit der Haltestelle einer Straßenbahn.
10. Die Verbindung mit einem öffentlichen Gebäude und mit anderen Wegen an der Brücke.

Eine kurze Betrachtung der Gründe und Arten eines solchen „Querverkehrs“, die sich naturgemäß bei langen und schmalen Brücken viel stärker als bei kurzen und breiten äußern, führt zu folgendem Schluß:

Zu 1. bis 4. Die Brücke dient zunächst und vor allem dem „Längsverkehr“, nicht dem „Querverkehr“; ihm muß sich bei Verkehrsdisziplin der Fußgänger genau so wie das Fuhrwerk anpassen, schon deshalb, weil ein Schräg-Überschreiten wirklich nur recht wenig Zeit erspart, ferner aber der Passant sich in Gefahr und die Wagen bezw. andere Gefährte in Verlegenheit bringt. Ferner ist eine Verbindung mit der anderen Brückenseite aus den genannten Gründen meist am Ende bezw. Mittelpfeiler, wenn nicht überhaupt durch das Stabwerk des Trägers hindurch jederzeit und, zumal bei kurzen Brücken, ohne Zeitverlust möglich.

Zu 5. bis 8. Dem bequemen Vorbeigehen an Personen, an Verkehrsstauungen und Unterhaltungsarbeiten kann durch reichliche Bemessung der Gehweg-Weite und durch vorübergehende Einschränkung des Dammes, dem Ausweichen und Führen am Damme durch die übliche Anlage eines mindestens 50 cm breiten Bordstreifens genügt werden; auch die neuerdings für Hauptverkehrsstraßen erlassenen Polizei-Verordnungen können bei energischer Durchführung auch den Brückenverkehr regeln.

Zu 9. bis 10. Der Zugang zu Haltestellen und anderen Wegen von der Brücke aus kommt wohl nicht so häufig vor; er könnte gegebenenfalls vor und hinter der Brücke angelegt werden.

Hiernach sollte man dem „Querverkehr“ grundsätzlich nicht die Bedeutung einräumen, die ihm gemeinhin — m. E. in übertriebener Weise — wohl mehr aus Gewohnheit als aus sachlicher Überlegung zugewiesen wird. Jedenfalls soll man ihm nicht andere Vorteile eines großen Bauwerks opfern, soll seinetwegen die Brückenkonstruktion, die sonst allen Ansprüchen genügt, nicht erschweren und verteuern, sogar unmöglich machen. Natürlich wird man auf seine Erhaltung Wert legen, soweit es sich mit anderen wichtigen Belangen vereinigen läßt.

Der Möglichkeiten, eine mehr oder weniger unbeschränkte Querbeweglichkeit zu schaffen, bieten sich ja viele, je nachdem man bei dem Tragwerk an der Bordkante Weitmaschigkeit oder Strebenlosigkeit des Fachwerks und zwar mit einem Obergurt weit über Kopfhöhe, sowie ein System von Hängestäben an Bogen oder Kette vorsieht.

Allerdings bleibt es in solchen Fällen der Entscheidung des Bauherrn überlassen, welche Verkehrsrücksichten bei seiner Anlage maßgebend sein sollen und ob sich ein etwaiger Mehraufwand empfiehlt, den der Brückenfachmann nicht für angebracht hält.

Wenn nach Vorstehendem dem „Querverkehr“ nicht immer ein entscheidender Einfluß auf die Gestaltung des Bauwerks einzuräumen ist, so scheint mir eine andere mit ihm sehr verwandte, oft verwechselte Forderung von größerer Bedeutung zu sein. Es ist dies die Freiheit des „Umblicks“ und des „Durchblicks“ auf der Brücke, also eine ästhetische Rücksicht, die wir Ingenieure nicht hoch genug einschätzen können und die in den letzten Zeiten glücklicherweise eine besondere Beachtung gefunden hat.

Ihr sollte man bei Entwürfen für Brücken, deren Tragwerk aus bestimmten Gründen oben liegen muß, eine erhöhte Beachtung entgegenbringen; mit ihr steigt der Wert des Bauwerks bedeutend.

Zunächst werden wir den ungestörten und vielseitigen „Ausblick“ von dem meist erhöhten Standpunkte der Brücke in eine reizvolle Umgebung, in ein freundliches Landschafts- oder Städte-Bild, auf Leben, Treiben und Strömung, sowie auf Hochwasser und Eisgang eines Flusses, auf seine oft wohlgepflegten, prachtvoll bebauten, idyllisch angelegten Ufer oder auf den Schiffs- und Umschlags-Verkehr eines Hafens und auf das Getriebe der Eisenbahn, ferner den Blick in anmutige Täler, auf ferne Höhen und zur freien Himmelsfläche, auf Sport usw. als eine Wohltat genießen. Auch ist der Aufenthalt auf einer freigelegenen Brücke an schönen Tagen ein Genuß für die Bewohner der Stadt, die das Bauwerk mitunter gern als Wandelbahn benutzen. Demzufolge hat man schon im Mittelalter Brücken in breiter Landschaft als überdeckte Wandelhalle ausgebaut, wo man — ungestört durch Witterungseinflüsse — in Muße eine schöne Fernsicht in die Umgebung genießen konnte. In solchen Fällen dient die Brücke über den Verkehrszweck hinaus noch höheren Kulturwerten; sie trägt so zur Freude an Natur, Leben und Schönheit bei.

Ebenso wichtig wie dieser „Umblick“ auf der Brücke ist der „Durchblick“ durch sie hindurch von einem anderen Standpunkt aus, z. B. von einer benachbarten Brücke, vom Flusse oder von den Ufern aus. Dies ist die bei Entwürfen und Wettbewerben so viel geforderte und oft umstrittene Frage, wie man die Gestaltung z. B. des Eisen-Überbaues wählt, ohne das Städte- und Landschaftsbild durch zuviel Stabwerk zu zerstören und eine entsprechende Perspektive der Gesamtanordnung zu schaffen, ferner wie man das Bauwerk in der Umwelt kühn heraushebt oder aber es diesem bescheiden anpaßt. Hier ist die dem Baukünstler gestellte Aufgabe oft schwer zu erfüllen, weil auch gut geformte Eisenbrücken sehr wohl im geometrischen Bilde eine gefällige Erscheinung geben können, aber bei vielfältigem, sich oft durchschneidendem oder verwirrendem, schrägem und geradem Stabwerk in der Perspektive (schräg gesehen) nicht immer einen ansprechenden Gesamteindruck zu hinterlassen brauchen.

[1]) Siehe die die Ästhetik des Brückenbaues behandelnden Aufsätze des Verfassers in der „Bautechnik“ 1924, Heft 45 u. 47, 1925 Heft 11, sowie im „Zentralbl. d. Bauverw.“ 1923, Nr. 75/76.

Für diesen ist da allgemein neben der symmetrischen, rhythmischen und harmonischen, neben der einheitlichen und großzügigen, ruhigen wie würdigen Gliederung und Linie, neben der Vermeidung aller Monumental-Architektur, vor allem die Betonung des markanten, flach und niedrig zu haltenden Fahrbahnbandes, die Heraushebung der Stützpunkte, die Aufteilung der Öffnungen, die Zusammenfassung aller Kräfte in wenige und starke Glieder, die Schaffung von wuchtigen und verständlich hervortretenden Umrißlinien sowie von luftigen Querverbänden und von gleichmäßigen und weitmaschigen Stabgebilden in straffer Eiseneigenform unerläßlich. So gestaltete Träger kann man an die Bordkante oder in die Geländerflucht legen; im ersten Fall ist die Anlage, wie zu Anfang erörtert, wirtschaftlicher, aber im Sinne unseres Themas ästhetisch schwerer zu lösen, denn sie kann trotz bester Gestaltung wegen der genannten Eigentümlichkeit des Fachwerks einen vollen Umblick und Durchblick ohne weiteres nicht gestatten.

Die fast unbeschränkte Freiheit des Blickes und die wohltuende Perspektive — wie vorher als erstrebenswerteste, nicht immer erreichbare Form erörtert — bietet m. E. wohl nur ein Stabwerk, wie es mit Bogen- und Hängebrücken verbunden ist und im strebenlosen Fachwerk erscheint, d. h. das lotrechte System der Hängestäbe, die in schlanker Form, in großen Abständen durch die mit ihnen steif verbundenen Querträger die Brückenbahn tragen. Dabei bleibt der weitaus größte Teil der letzteren frei von störenden Einbauten, so daß ein ausreichender „Ausblick“ und „Durchblick“ über der Bahn gewährleistet ist.

Der Bogen und das Hängeband, Gebilde aus wenigen Traggliedern, sind längst in das allgemeine Verständnis übergegangen und gerade ihre klar und leicht in die Erscheinung tretende, ebenso belebende wie vertrauenerweckende Linie und die markante Betonung der Fahrbahn sowie weniger Stützpunkte haben zu ihrer Beliebtheit beigetragen. Ihnen gegenüber darf man wirtschaftliche Gesichtspunkte nicht in den Vordergrund stellen. Auch bei Anordnung von drei und vier Hauptträgern einer in der Bauhöhe äußerst einzuschränkenden Fahrbahn braucht der Gesamteindruck nicht zu leiden. Ich glaube, daß sie unser ästhetisches Empfinden — vor allem bei der weitgedehnten Überspannung von drei Öffnungen und bei einer Linienführung nach der Belastung — am meisten befriedigen, wohl mehr als ein noch so gefälliges Balkenfachwerk (z. B. Hängefachwerk), dessen Kräftewirkung weniger verständlich bleibt, dessen Füllungen wegen des sich überschneidenden und oft verwirrenden Stabwerks sowie dessen lastender Schwere und Starrheit das Auge nicht immer ganz befriedigen können.

Dem Fachwerk haftet die Schwäche des vielgegliederten Stabwerks eiserner Brücken an, die, in der Schrägen gesehen, mitunter wenig ansprechen. Der Fachwerkträger kann selbstverständlich bei kleinen Öffnungen, aber auch in weiter Ebene über breite Flüsse, in langgestrecktem Zuge, in einfacher (nicht nüchterner) Gliederung sehr wohl ästhetisch befriedigen, aber mehr bei Eisenbahn-, Wehr- und Kanalbrücken als bei den leichteren Straßenbrücken.

Die Bogen- und Hängebrücken, die natürlich erst bei größeren Spannweiten recht in die Erscheinung treten, die man nur empfehlen kann, verbinden nun mit der Freiheit von „Umblick“ und „Durchblick“ auch die fast unbeschränkte Querbeweglichkeit, von der anfangs die Rede war; sie erfüllen also die dreifache Forderung. Es hat in ihrer Mitte der Beschauer nicht das Gefühl des Eingesperrtseins in einem engen, langen Schlauch, wie es oft bei den auch oben eng versteiften Gitter- oder Fachwerk-Trägern der Fall war und ist, sondern die belebende Empfindung allseitiger Freiheit, den angenehmen Eindruck von Licht und Luft.

Bei der Formgebung der Tragbogen, die sich kühn und flach, nicht stark gekrümmt über die Öffnung spannen sollen, tritt neuerdings das Bestreben hervor, das vielfach aufgelöste Tragwerk bei geringerem Gurtabstand in Vollwand auszubilden, um eine ruhige, monumentale, einheitliche Wirkung zu schaffen. Daß ein Doppelvollwand-Spannbogen großer Weite — bei nicht zu großem Gurtabstand — in dieser Hinsicht dem Fachwerkbogen mit kleinen Feldern, kurzen Füllstäben und großen, unregelmäßig ausgebildeten Knotenblechen überlegen ist, unterliegt keinem Zweifel. Dem unruhig wirkenden Füllwerk enger Teilung ist die strebenlose (leider statisch schwer bestimmbare) Tragwand kraftvoller Gurtung oder die Vollwandfläche vorzuziehen, weil sie ein geschlosseneres und ruhigeres Bild abgibt. Allerdings ist auch bei solchen Fachwerkbogen nicht die Einzelausbildung, sondern — wie bei allen Eisenbrücken — die Umrißlinie für den Gesamteindruck mit entscheidend. Die Vollwandform darf, wie es z. B. bei hochgezogenen Eisenbetonbogen, bei geringen Lasten und Weiten, leicht der Fall sein kann, nicht schwer und plump in die Erscheinung treten; Größe der Trägerfläche muß mit Spannweite und Straßenbreite der Brücke in gutem Einklang stehen.

So große Vollwandbogen können überdies an den Stützpunkten über den Pfeilern, wo sie unter die Fahrbahn tauchen, im Gegensatz zu dem leichter wirkenden normalen Stabwerk dem Beschauer auf der Brücke leicht zu hoch und unförmlich, manchmal vielleicht auch zu starr und nüchtern erscheinen, während sie aus der Ferne gesehen eine ansprechende Form und Linie aufzuweisen pflegen. An dieser Stelle beschränken sie auch — allerdings auf kurze Strecken — den Umblick.

Um bei den oft wiederkehrenden Brückenanlagen mit drei Öffnungen, die sich für eine gefällige Gestaltung, auch für die Kreuzung von Schiffahrtswegen besonders eignen, der dreifachen Hauptforderung — Querverkehr, Umblick und Durchblick — möglichst gerecht zu werden, kann man, wenn es geht, den Tragbogen in der Haupt- und Mittelöffnung über die Fahrbahn spannen und ihn in den Seitenöffnungen in stetiger Linie und wirtschaftlicher Form unter die Fahrbahn ziehen, so daß über dieser — bis auf eine nur wenige Meter betragende Strecke an den Mittelpfeilern — auf ganzer Brückenlänge uneingeschränkte Freiheit für Verkehr und Umsicht herrscht, und zugleich die dominierende Stellung der Mittelöffnung gekennzeichnet wird.

Zur Veranschaulichung darf vielleicht die in Abb. 1 wiedergegebene Skizze einer 22,50 m breiten, über einen Fluß führenden Brücke — in Flußstahl — von 80 m Mittelöffnung und je 45 m Seitenöffnung dienen (Vollwand-Bogenträger mit Zugband, eingehängte Seitenträger).

Bei diesem System kann nun — was uns hier interessieren soll — der Fall eintreten, daß der langgestreckte Träger in den beiden Seitenöffnungen wegen zu geringer Bauhöhe aus statischen und wirtschaftlichen Rücksichten sich unten nicht ganz unterbringen läßt. Er wird dann bei einwandfreier Höhenbemessung — vielleicht bis zu $^1/_{16}$, höchstens $^1/_{18}$ der Länge — gegebenenfalls bis zu einem bestimmten Ausmaß aus der Gehbahn heraustreten müssen. Für die Entscheidung über diese Maßnahme müssen wir den Maßstab unserer drei Forderungen anlegen, von denen wir die Querbeweglichkeit an letzte Stelle setzen. Der Umblick und Durchblick sind gewahrt, solange die Erhebung nicht mehr als etwa Geländerhöhe, also 1 bis 1,3 m beträgt; muß sie darüber hinausgehen, so empfiehlt es sich, den ganzen Träger auch in der Seitenöffnung einheitlich über die Fahrbahn zu legen.

Der etwa 1 bis 1,3 m heraustretende Träger, der bei der angenommenen Lage also Gehbahn vom Fahrdamm trennt, nimmt dem Auge nicht die Freiheit des Umblicks, er verhindert aber den freien Querverkehr auf der Länge der Seitenöffnungen. Seine Höhe über Gehweg muß aus ästhetischen Rücksichten schon der des Geländers etwa angepaßt sein; eine geringere Höhe würde wenig vorteilhaft wirken; man muß bequem wie über eine Brüstung über ihn hinweg-

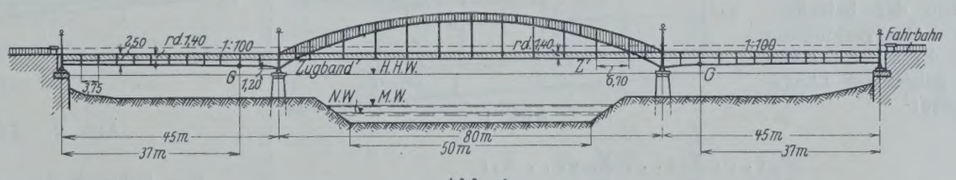


Abb. 1.

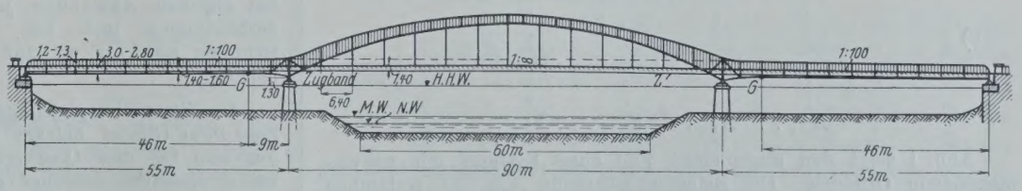


Abb. 2.

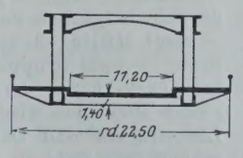


Abb. 3a.

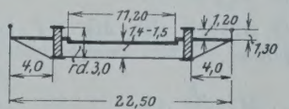


Abb. 3b.

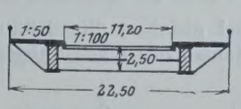


Abb. 3c.

blicken können. Er ist dann die natürliche Fortsetzung des Mittelbogens über den Mittelpfeiler hinweg, er kann bei seiner höheren Steifigkeit die Seitenöffnung in größerer Weite überspannen. Die Gurtung des heraustretenden Trägers muß gegen Mißbrauch geschützt werden. Eine solche Anordnung ist für dieselbe Straßenbrücke — nur mit 200 m Gesamtstützweite — in Abb. 2 skizzenhaft dargestellt. Abb. 3a bis c zeigen die entsprechenden Querschnittskizzen.

In solchen Fällen empfiehlt sich eine Ausbildung des ganzen Trägers in Vollwand; bei Fachwerk würde das Heraustreten bezw. das Verschwinden der Füllglieder unverständlich und unruhig wirken, genau so wie man Versteifungsträger von Hängebrücken in der Flucht des Geländers nicht niedriger als dieses anordnen darf, um nicht Bauformen zu schaffen, die man als „verstümmelt“ oder „unfertig“ ansprechen muß. Die leicht zu groß geratende Höhe des Vollwandträgers wird durch die Fahrbahn vorteilhaft geteilt.

Man hat dann zu wählen, ob man den Träger ganz über Fahrbahn legen und damit den beiden Hauptforderungen Abbruch tun oder ihn nur bis etwa 1 m oder 1,20 m über Gehbahn erheben und damit den Querverkehr einschränken will. Da dieser aber nicht so mitsprechen soll, zumal wenn Gehweg und Fahrdamm breit genug sind und eine Verbindung mit der anderen Brückenseite am Mittelpfeiler möglich ist, soll man seine Beschränkung verantworten, wenn überwiegende Belange ästhetischer und wirtschaftlicher Art bei dem Gesamtbauwerk dazu zwingen. Es ist dem Bauherrn natürlich überlassen, das ganze Tragwerk in solchen Fällen in Geländerflucht legen zu lassen und dazu eine größere Bausumme aufzuwenden, dann werden alle drei Forderungen erfüllt. Zu beachten bleibt dann, daß die Trägerflächen in Vollwand bei den Seitenöffnungen zu hoch, damit auch zu schwer erscheinen können, ferner die so wichtige Betonung der Hauptlinie, der Fahrbahn, leider zurücktritt.

Das Heraustreten des Tragwerks aus der Brückenbahn spielt oft eine große Rolle bei Hängebrücken mit Versteifungsträgern, die man bei großer Stützweite in der etwa 1,2 bis 2 m hohen Fahrbahnkonstruktion oft nicht unterbringen kann; dann wird man den Versteifungsträger entweder, wie bei der neuen Straßenbrücke zu Köln, in Geländerflucht legen oder, wie bei den drei neuen Straßen-Hängebrücken über den Alleghany-River in Pittsburg zwischen Fahrbahn und Gehbahn hervortretend anordnen.

Die Anlage dieser drei in der „Bautechnik“ 1925, Heft 21 vom 15. Mai 1925 kurz erörterten Brücken von je 270 m Länge ist hier von besonderem Belang, weil wegen der geringen Bauhöhe (Querträger 1,20 m hoch) die rd. 2,75 m hohen Versteifungsträger am Bordstein angeordnet und 90 cm aus der Brückenbahn herausgehoben wurden.

Die herausstehende Trägerwand, die zur Einschränkung der Höhe dreiteilig gewählt wurde, trennt auf die ganze Brückenlänge von 270 m den Gehweg vom Fahrdamm, hebt also jeden Querverkehr auf, wenn sie auch im übrigen den freien Umblick gestattet. Man hat jedenfalls wegen der geringen Bauhöhe zwischen Schiffahrtsfreiraum und Gelände sowie aus Sparsamkeitsrücksichten davon abgesehen, die Tragwände in Geländerflucht zu legen; die Anlage ist ein typisches Beispiel der hier vertretenen Auffassung, daß man aus rein praktischen Gründen zu Anordnungen gezwungen werden kann, die aus straßenverkehrstechnischen Rücksichten nicht immer willkommen sind.

Ganz einwandfreie Formen, die allen gefallen, werden sich nicht finden lassen. Es mag manchem z. B. die Fortsetzung des großen Tragbogens über der Seitenöffnung besser gefallen als der Übergang am Mittelpfeiler zu den unten sich anschließenden Seitenteilen. Doch ist dieser Übergang unmittelbar über dem markanten Pfeilerstützpunkt wohl noch immer glücklicher gelöst als bei der beliebten Anordnung eines über Fahrbahn gehobenen Sichelbogens mit anschließenden Seitenbogen unter Fahrbahn das Verschwinden des großen Tragbogens in der Gehbahn vor dem Pfeiler, das dem Beschauer von der Brückenbahn aus unbegründet erscheinen muß und ihn deshalb nicht befriedigen kann.

Klärung und Entwicklung der Brückenformen können durch Ideenwettbewerbe gebracht werden, an denen bedingungsgemäß teilzunehmen bei ihrer oft wenig geeigneten Form nicht allen Ingenieuren vergönnt ist. Auch diese durch einen Brückenwettbewerb und den Entwurf einer großstädtischen Straßenbrücke jüngster Zeit entstandene Studie soll zur Anregung auf dem Gebiete der Ingenieur-Ästhetik einen bescheidenen Anteil liefern.

Über die lastverteilende Wirkung durchgehender Querverbindungen.

Alle Rechte vorbehalten

Von Prof. Dr.-Ing. **Petermann**, Charlottenburg.

I. Allgemeines.

Es wird vorausgesetzt, daß die Lasten nur auf die Längsträger, die Hauptträger des Systems, wirken, nicht auf die Querverbindungen. Die Längsträger (Abb. 1) werden bezeichnet mit 0, 1, 2 ... n ... (r + 1), die Querverbindungen mit den lateinischen Buchstaben $a, b \ldots m \ldots s$. Als statisch unbestimmte Größen werden die Momente in den Querverbindungen an den Kreuzungsstellen mit den Längsträgern eingeführt, das System ist als $r \cdot s$ fach statisch unbestimmt. Die statisch unbestimmten Größen X erhalten zwei Zeiger, den Buchstaben der betreffenden Querverbindung und die Ziffer des von ihr gekreuzten Längsträgers:

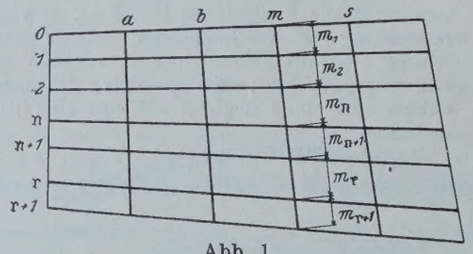


Abb. 1.

$$(1)\qquad \begin{matrix} X_{a1} \ldots X_{b1} \ldots X_{m1} \ldots X_{s1} \\ X_{a2} \ldots X_{b2} \ldots X_{m2} \ldots X_{s2} \\ \vdots \quad\; \vdots \quad\; \vdots \quad\; \vdots \\ X_{an} \ldots X_{bn} \ldots X_{mn} \ldots X_{sn} \\ \vdots \quad\; \vdots \quad\; \vdots \quad\; \vdots \\ X_{ar} \ldots X_{br} \ldots X_{mr} \ldots X_{sr} \end{matrix}$$

Abb. 1 zeigt den allgemeinen Fall eines Systems mit unsymmetrischem Grundriß. Die Belastungszustände $X = -1$ erstrecken sich immer über drei Längsträger und den zwischen ihnen liegenden Teil der betreffenden Querverbindung; alles übrige ist spannungslos Abb. 2 zeigt die Momentenflächen für $X_{mn} = -1$.

Bei gleichem Elastizitätsmaß E ergeben sich die EJ_c-fachen Konstanten der Elastizitätsgleichungen zu

$$(2)\qquad \delta_{mn,pq} = \int M_{mn} \cdot M_{pq} \frac{J_c}{J}\, dx$$

aus den Momentenflächen für die Zustände $X_{mn} = -1$ und $X_{pq} = -1$. Ihre von den Längsträgern herrührenden Anteile lassen sich sehr einfach berechnen nach der von Prof. Dr.-Ing. Pohl angegebenen Formel (Abb. 3):

$$(3)\qquad \delta_{ik} = P_i P_k \frac{l^3}{6} \alpha\beta\,(1 - \alpha^2 - \beta^2).$$

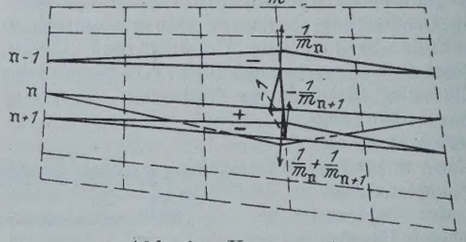


Abb. 2. $X_{mn} = -1$.

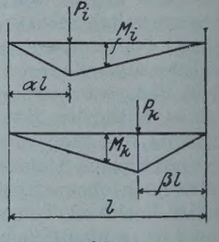


Abb. 3.

Ihre Zahlenwerte wiederholen sich bei symmetrischem System, bei gleichen Abständen jeweils der Längsträger und der Querverbindungen und bei konstanten Trägheitsmomenten beider Gruppen sehr oft, so daß nur eine beschränkte Zahl zu berechnen ist.

Die Elastizitätsgleichungen sind von Clapeyronscher Art, und die Zahl ihrer Glieder beträgt bei mehr als sechs Längsträgern $3s$ bis $5s$, also bei drei Querverbindungen im Höchstfalle 15. Da aber bei doppeltsymmetrischer Ausbildung des Systems die Matrix der Gleichungen doppeltsymmetrisch ist, verringern sich in diesem Falle die Schwierigkeiten, da man aus der Gruppe der Elastizitätsgleichungen — vergl. Müller-Breslau, Die graphische Statik, Bd. II, 2, 1. Aufl., S. 66 — zwei Gruppen mit halb soviel Gliedern und Gleichungen entwickeln kann, deren Matrix mindestens einfach, in besonderen Fällen aber auch wieder doppeltsymmetrisch wird. Bei nicht zu vielen Längsträgern und Querverbindungen führt das Verfahren ziemlich schnell zum Ziel; es gestattet auch die Ableitung von Einflußliniengruppen.

Für eine über Träger $\mathfrak{k}$ wandernde Last 1 ist entsprechend den Bezeichnungen von Müller-Breslau:

$$(4)\quad \begin{cases} X_{m\,\mathfrak{n}} = \beta_{m\,\mathfrak{n},\,a\,(\mathfrak{k}-1)} \cdot \delta_{0,\,a\,(\mathfrak{k}-1)} + \beta_{m\,\mathfrak{n},\,a\,\mathfrak{k}} \cdot \delta_{0,\,a\,\mathfrak{k}} \\ \qquad + \beta_{m\,\mathfrak{n},\,a\,(\mathfrak{k}+1)} \cdot \delta_{0,\,a\,(\mathfrak{k}+1)} \\ + \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ + \beta_{m\,\mathfrak{n},\,m\,(\mathfrak{k}-1)} \cdot \delta_{0,\,m\,(\mathfrak{k}-1)} + \beta_{m\,\mathfrak{n},\,m\,\mathfrak{k}} \cdot \delta_{0,\,m\,\mathfrak{k}} \\ \qquad + \beta_{m\,\mathfrak{n},\,m\,(\mathfrak{k}+1)} \cdot \delta_{0,\,m\,(\mathfrak{k}+1)} \\ + \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ + \beta_{m\,\mathfrak{n},\,s\,(\mathfrak{k}-1)} \cdot \delta_{0,\,s\,(\mathfrak{k}-1)} + \beta_{m\,\mathfrak{n},\,s\,\mathfrak{k}} \cdot \delta_{0,\,s\,\mathfrak{k}} \\ \qquad + \beta_{m\,\mathfrak{n},\,s\,(\mathfrak{k}+1)} \cdot \delta_{0,\,s\,(\mathfrak{k}+1)}. \end{cases}$$

Die über Träger $\mathfrak{k}$ wandernde Last 1 erzeugt nur δ_0-Werte, deren letzter Zeiger $(\mathfrak{k}-1)$, $\mathfrak{k}$ oder $(\mathfrak{k}+1)$ ist, alle anderen werden Null. Bei gleicher Länge und gleicher Teilung der Längsträger durch die Querverbindungen ist

$$(5a)\qquad \delta_{0,\,m\,(\mathfrak{k}-1)} = -\frac{m_{\mathfrak{k}+1}}{m_{\mathfrak{k}} + m_{\mathfrak{k}+1}} \cdot \delta_{0,\,m\,\mathfrak{k}}$$

$$(5b)\qquad \delta_{0,\,m\,(\mathfrak{k}+1)} = -\frac{m_{\mathfrak{k}}}{m_{\mathfrak{k}} + m_{\mathfrak{k}+1}} \cdot \delta_{0,\,m\,\mathfrak{k}}$$

Setzt man weiter $\delta_{0,\,m\,\mathfrak{k}} = z_m$, da es nunmehr für alle Längsträger gleiche Werte hat, dann ist

$$(6)\quad \begin{cases} X_{m\,\mathfrak{n}} = a_{m\,\mathfrak{n},\,\mathfrak{k}} \cdot z_a + b_{m\,\mathfrak{n},\,\mathfrak{k}} \cdot z_b + \ldots \\ \qquad + m_{m\,\mathfrak{n},\,\mathfrak{k}} \cdot z_m + \ldots + s_{m\,\mathfrak{n},\,\mathfrak{k}} \cdot z_s, \end{cases}$$

worin

$$(7)\quad \begin{cases} m_{m\,\mathfrak{n},\,\mathfrak{k}} = -\beta_{m\,\mathfrak{n},\,m\,(\mathfrak{k}-1)} \cdot \dfrac{m_{\mathfrak{k}+1}}{m_{\mathfrak{k}} + m_{\mathfrak{k}+1}} + \beta_{m\,\mathfrak{n},\,m\,\mathfrak{k}} \\ \qquad - \beta_{m\,\mathfrak{n},\,m\,(\mathfrak{k}+1)} \cdot \dfrac{m_{\mathfrak{k}}}{m_{\mathfrak{k}} + m_{\mathfrak{k}+1}} \end{cases}$$

Bei gleichem Abstande der Längsträger ist

$$(5c)\qquad \delta_{0,\,m\,(\mathfrak{k}-1)} = \delta_{0,\,m\,(\mathfrak{k}+1)} = -\frac{1}{2}\,\delta_{0,\,m\,\mathfrak{k}}$$

und

$$(7a)\quad m_{m\,\mathfrak{n},\,\mathfrak{k}} = -\frac{1}{2}\,\beta_{m\,\mathfrak{n},\,m\,(\mathfrak{k}-1)} + \beta_{m\,\mathfrak{n},\,m\,\mathfrak{k}} - \frac{1}{2}\,\beta_{m\,\mathfrak{n},\,m\,(\mathfrak{k}+1)}.$$

Hiernach erhält man für eine über Träger $\mathfrak{k}$ wandernde Last 1 für diesen Träger die Ordinaten der Einflußlinien für sämtliche Unbekannte X. Läßt man dann die Last 1 auch über die anderen Längsträger wandern, so erhält man auch für diese die Ordinaten für sämtliche Einflußlinien. Man kann also damit für irgend eine Unbekannte $X_{m\,\mathfrak{n}}$ die zu allen Längsträgern gehörenden Einflußlinien ermitteln, d. h. die Einflußliniengruppe für $X_{m\,\mathfrak{n}}$.

Das Biegungsmoment für einen Querschnitt des Längsträgers $\mathfrak{n}$ im Abstande x vom linken Auflager ist dann

$$(8)\quad \begin{cases} M_{\mathfrak{n}\,x} = \mathfrak{M}_x - \mathfrak{M}_{a\,x} \cdot R_{a\,\mathfrak{n}} - \mathfrak{M}_{b\,x}\, R_{b\,\mathfrak{n}} - \ldots \\ \qquad - \mathfrak{M}_{s\,x}\, R_{s\,\mathfrak{n}}. \end{cases}$$

Hierin ist der von der Querverbindung auf den Längsträger wirkende, nach oben positiv eingeführte Druck

$$(9)\qquad R_{m\,\mathfrak{n}} = \frac{X_{m\,\mathfrak{n}} - X_{m\,(\mathfrak{n}-1)}}{m_{\mathfrak{n}}} + \frac{X_{m\,\mathfrak{n}} - X_{m\,(\mathfrak{n}+1)}}{m_{\mathfrak{n}+1}}$$

und bei gleichem Längsträgerabstande, für $m_{\mathfrak{n}} = m_{\mathfrak{n}+1} = v$, wenn man setzt: $(X_{m\,(\mathfrak{n}+1)} - X_{m\,\mathfrak{n}}) - (X_{m\,\mathfrak{n}} - X_{m\,(\mathfrak{n}-1)}) = \Delta^2 X_{m\,\mathfrak{n}}$

$$(9a)\qquad R_{m\,\mathfrak{n}} = -\frac{1}{v}\,\Delta^2 X_{m\,\mathfrak{n}}.$$

Ferner ist

$\mathfrak{M}_x$ das Moment an der Stelle x für Zustand $X = 0$
$\mathfrak{M}_{a\,x}$ " " " " " " " " " $R_{a\,\mathfrak{n}} = -1$
$\mathfrak{M}_{b\,x}$ " " " " " " " " " $R_{b\,\mathfrak{n}} = -1$
$\mathfrak{M}_{s\,x}$ " " " " " " " " " $R_{s\,\mathfrak{n}} = -1$

$\mathfrak{M}_x$ wird gleich Null, wenn über Träger $\mathfrak{n}$ keine Last steht.

Diese Momente $\mathfrak{M}$ sind bei gleich langen Längsträgern und gleicher Teilung durch die Querverbindungen für alle Träger gleich, also unabhängig von der Ordnungsziffer des Längsträgers.

Danach ergibt sich

$$(10)\quad \begin{cases} M_{\mathfrak{n}\,x} = \mathfrak{M}_x + \dfrac{1}{v}\,(\mathfrak{M}_{a\,x}\,\Delta^2 X_{a\,\mathfrak{n}} + \mathfrak{M}_{b\,x}\,\Delta^2 X_{b\,\mathfrak{n}} + \ldots \\ \qquad + \mathfrak{M}_{s\,x}\,\Delta^2 X_{s\,\mathfrak{n}}). \end{cases}$$

Nach Ermittlung der Einflußliniengruppen für die an den Kreuzungsstellen der Längsträger $(\mathfrak{n}-1)$, $\mathfrak{n}$ und $(\mathfrak{n}+1)$ auftretenden Unbekannten X läßt sich die Einflußliniengruppe für $M_{\mathfrak{n}\,x}$ konstruieren.

II. System mit einer durchgehenden Querverbindung.

Es ist als Beispiel ein System mit sieben Längsträgern gewählt, die gleich lang und parallel sind und deren Abstände voneinander gleich sind (Abb. 4). Die Querverbindung liegt in der Mitte. Das konstante Trägheitsmoment der Querverbindung sei J', das der Längsträger J_c. Die statisch unbestimmten Größen werden, da nur eine Querverbindung da ist, unter Weglassung des Zeigers a mit X_1, X_2, X_3, X_4 und X_5 bezeichnet. Die Momentenflächen infolge der Zustände $X = -1$ sind durchweg gleich, nur immer um einen Längsträgerabstand verschoben (Abb. 5).

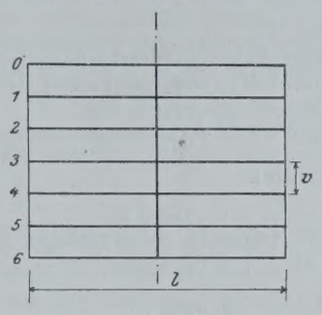


Abb. 4.

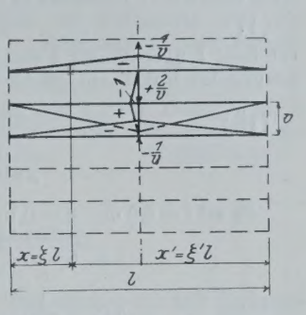


Abb. 5. Zustand $X_2 = -1$.

Dann ist

$$\delta_{1,1} = \delta_{2,2} = \delta_{3,3} = \delta_{4,4} = \delta_{5,5} = \int M_{1,1}^2 \frac{J_c}{J}\,dx$$
$$= \left(\frac{2}{v}\right)^2 \frac{l^3}{6} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2}\left[1 - \left(\frac{1}{2}\right)^2 - \left(\frac{1}{2}\right)^2\right]$$
$$+ 2\left(-\frac{1}{v}\right)^2 \cdot \frac{l^3}{6} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2}\left[1 - \left(\frac{1}{2}\right)^2 - \left(\frac{1}{2}\right)^2\right] + 2 \cdot \frac{v}{3}(-1)^2 \cdot k$$
$$= \frac{1}{8}\,\frac{l^3}{v^2} + \frac{2}{3}\,v\,k = a,$$

worin $k = \dfrac{J_c}{J'}$ ist.

Entsprechend

$$\delta_{1,2} = \delta_{2,3} = \delta_{3,4} = \delta_{4,5} = -\frac{1}{12}\,\frac{l^3}{v^2} + \frac{v}{6}\,k = b$$
$$\delta_{1,3} = \delta_{2,4} = \delta_{3,5} = +\frac{1}{48}\,\frac{l^3}{v^2} = c$$
$$\delta_{1,4} = \delta_{2,5} = 0$$
$$\delta_{1,5} = 0.$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten:

$$(11)\quad \begin{cases} a\,X_1 + b\,X_2 + c\,X_3 = \delta_{0,1} \\ b\,X_1 + a\,X_2 + b\,X_3 + c\,X_4 = \delta_{0,2} \\ c\,X_1 + b\,X_2 + a\,X_3 + b\,X_4 + c\,X_5 = \delta_{0,3} \\ c\,X_2 + b\,X_3 + a\,X_4 + b\,X_5 = \delta_{0,4} \\ c\,X_3 + b\,X_4 + a\,X_5 = \delta_{0,5}. \end{cases}$$

Sie sind doppelt symmetrisch und werden gelöst durch Addition und Subtraktion der ersten und fünften und der zweiten und vierten Gleichung unter Einführung von

$$(12)\quad \begin{cases} Y_1 = X_1 + X_5 \\ Y_2 = X_2 + X_4 \\ Y_3 = 2\,X_3 \end{cases}$$

und

$$(13)\quad \begin{cases} Z_1 = X_1 - X_5 \\ Z_2 = X_2 - X_4. \end{cases}$$

Die endgültigen Lösungen lauten:

$$(14)\quad \begin{cases} X_1 = \beta_{1,1}\,\delta_{0,1} + \beta_{1,2}\,\delta_{0,2} + \beta_{1,3}\,\delta_{0,3} + \beta_{1,4}\,\delta_{0,4} + \beta_{1,5}\,\delta_{0,5} \\ X_2 = \beta_{2,1}\,\delta_{0,1} + \beta_{2,2}\,\delta_{0,2} + \beta_{2,3}\,\delta_{0,3} + \beta_{2,4}\,\delta_{0,4} + \beta_{2,5}\,\delta_{0,5} \\ X_3 = \beta_{3,1}\,\delta_{0,1} + \beta_{3,2}\,\delta_{0,2} + \beta_{3,3}\,\delta_{0,3} + \beta_{3,4}\,\delta_{0,4} + \beta_{3,5}\,\delta_{0,5} \\ X_4 = \beta_{4,1}\,\delta_{0,1} + \beta_{4,2}\,\delta_{0,2} + \beta_{4,3}\,\delta_{0,3} + \beta_{4,4}\,\delta_{0,4} + \beta_{4,5}\,\delta_{0,5} \\ X_5 = \beta_{5,1}\,\delta_{0,1} + \beta_{5,2}\,\delta_{0,2} + \beta_{5,3}\,\delta_{0,3} + \beta_{5,4}\,\delta_{0,4} + \beta_{5,5}\,\delta_{0,5} \end{cases}$$

und sind entsprechend der Matrix der Gruppe 11 gleichfalls doppeltsymmetrisch, so daß nur die folgenden Zahlenwerte zu berechnen sind:

$$\begin{array}{ccccc} \beta_{1,1} & \beta_{1,2} & \beta_{1,3} & \beta_{1,4} & \beta_{1,5} \\ & \beta_{2,2} & \beta_{2,3} & \beta_{2,4} & \\ & & \beta_{3,3}. & & \end{array}$$

Aus ihnen ergeben sich für Last über Träger $\mathfrak{k}$ die Konstanten (nach Gl. 7a):

$$(15)\qquad a_{\mathfrak{n},\,\mathfrak{k}} = -\frac{1}{2}\,\beta_{\mathfrak{n},\,(\mathfrak{k}-1)} + \beta_{\mathfrak{n},\,\mathfrak{k}} - \frac{1}{2}\,\beta_{\mathfrak{n},\,(\mathfrak{k}+1)}$$

Die z-Werte ergeben sich aus der $\mathfrak{M}_x$-Fläche (Zustand $X=0$) und der für Träger f geltenden Momentenfläche für $X_f=-1$. Für eine Last 1 an der Stelle x ist, wenn $\frac{x}{l}=\xi$ gesetzt wird — für alle Träger gleich — (nach Gl. 3):

$$z=\frac{l^3}{6\,v}\,\xi\,(0{,}75-\xi^2), \tag{16}$$

sie brauchen nur für eine Trägerhälfte berechnet zu werden, da sie symmetrisch zur Trägermitte sind.

Danach erhält man die Ordinaten der Einflußlinien für die Unbekannten X (nach Gl. 6) in der Form

$$X_n=a_{n,f}\cdot z \tag{17}$$

für Last 1 über Träger f und aus ihnen diejenigen der Einflußliniengruppe für irgend ein gesuchtes Moment M_{nx} nach der Formel (10):

$$M_{nx}=\mathfrak{M}_x+\frac{1}{v}\,\mathfrak{M}_{ax}\,\Delta^2 X_n. \tag{18}$$

Zahlenbeispiel.

Es sei $l=6{,}0$ m, $v=0{,}75$ m, $k=\frac{J_c}{J'}=2$. Dann ist

$$a=+\frac{1}{8}\frac{l^3}{v^2}+\frac{2}{3}\,v\,k=+49{,}0\ \text{m}$$

$$b=-\frac{1}{12}\frac{l^3}{v^2}+\frac{v}{6}\quad k=-31{,}75\ \text{m}$$

$$c=+\frac{1}{48}\frac{l^3}{v^2}=+8{,}0\ \text{m}.$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten dann

$$\begin{aligned}
49\ X_1-31{,}75\,X_2+\ 8\ X_3 &= \delta_{0,1}\\
-31{,}75\,X_1+49\ X_2-31{,}75\,X_3+\ 8\ X_4 &= \delta_{0,2}\\
8\,X_1-31{,}75\,X_2+49\ X_3-31{,}75\,X_4+\ 8\ X_5 &= \delta_{0,3}\\
8\ X_2-31{,}75\,X_3+49\ X_4-31{,}75\,X_5 &= \delta_{0,4}\\
8\ X_3-31{,}75\,X_4+49\ X_5 &= \delta_{0,5}.
\end{aligned}$$

Die hieraus sich ergebenden Konstanten der Lösungen sind

$$\begin{aligned}
\beta_{1,1}&=+0{,}048\,971\,55\ \text{m}^{-1}\\
\beta_{1,2}&=+0{,}054\,284\,82\ \text{m}^{-1}\\
\beta_{1,3}&=+0{,}040\,492\,16\ \text{m}^{-1}\\
\beta_{1,4}&=+0{,}022\,564\,56\ \text{m}^{-1}\\
\beta_{1,5}&=+0{,}008\,009\,94\ \text{m}^{-1}\\
\beta_{2,2}&=+0{,}107\,835\,98\ \text{m}^{-1}\\
\beta_{2,3}&=+0{,}095\,479\,53\ \text{m}^{-1}\\
\beta_{2,4}&=+0{,}058\,881\,87\ \text{m}^{-1}\\
\beta_{3,3}&=+0{,}130\,919\,91\ \text{m}^{-1}.
\end{aligned}$$

Für eine Last 1 über Träger 0 ist dann:

$$\begin{aligned}
X_1&=a_{1,0}\,z=-0{,}024\,485\,773\,z\\
X_2&=a_{2,0}\,z=-0{,}027\,142\,410\,z\\
X_3&=a_{3,0}\,z=-0{,}020\,246\,080\,z\\
X_4&=a_{4,0}\,z=-0{,}011\,282\,279\,z\\
X_5&=a_{5,0}\,z=-0{,}004\,004\,971\,z.
\end{aligned}$$

Tafel 1. Last 1 über Träger 0.

	Knotenpunkt	z $=48\,\xi\,(0{,}75-\xi^2)$	X_1 $=-0{,}024\,485\,773\,z$	X_2 $=-0{,}027\,142\,410\,z$	X_3 $=-0{,}020\,246\,080\,z$	X_4 $=-0{,}011\,282\,279\,z$	X_5 $=-0{,}004\,004\,971\,z$	
	1	2,972 222 2	− 0,072 777 16	− 0,080 673 27	− 0,060 175 85	− 0,033 533 44	− 0,011 903 66	
	2	5,777 777 8	− 0,141 473 36	− 0,156 822 81	− 0,116 977 35	− 0,065 186 50	− 0,023 139 83	
	3	8,250 000 0	− 0,202 007 63	− 0,223 924 88	− 0,167 030 16	− 0,093 078 80	− 0,033 041 01	
	4	10,222 222	− 0,250 299 01	− 0,277 455 74	− 0,206 959 92	− 0,115 329 96	− 0,040 939 70	
	5	11,527 778	− 0,282 266 56	− 0,312 891 68	− 0,233 392 32	− 0,130 059 61	− 0,046 168 42	
	6	12,000 000	− 0,293 829 28	− 0,325 708 92	− 0,242 952 96	− 0,135 387 35	− 0,048 059 65	
ΔX	1		− 0,072 777 2	− 0,007 896 1	+ 0,020 497 4	+ 0,026 642 4	+ 0,021 629 8	+ 0,011 903 7
	2		− 0,141 473 4	− 0,015 349 5	+ 0,039 845 5	+ 0,051 790 9	+ 0,042 046 7	+ 0,023 139 8
	3		− 0,202 007 6	− 0,021 917 3	+ 0,056 894 7	+ 0,073 951 4	+ 0,060 037 8	+ 0,033 041 0
	4		− 0,250 299 0	− 0,027 156 7	+ 0,070 495 8	+ 0,091 630 0	+ 0,074 390 3	+ 0 040 939 7
	5		− 0,282 266 6	− 0,030 625 1	+ 0,079 499 4	+ 0,103 332 7	+ 0,083 891 2	+ 0,046 168 4
	6		− 0,293 829 3	− 0,031 879 6	+ 0,082 756 0	+ 0,107 565 6	+ 0,087 327 7	+ 0,048 059 7
$\Delta^2 X$ $=-v\cdot R$	1	− 0,072 777	+ 0,064 881	+ 0,028 394	+ 0,006 145	− 0,005 013	− 0,009 726	− 0,011 904
	2	− 0,141 473	+ 0,126 124	+ 0,055 195	+ 0,011 945	− 0,009 744	− 0,018 907	− 0,023 140
	3	− 0,202 008	+ 0,180 090	+ 0,078 812	+ 0,017 057	− 0,013 914	− 0,026 997	− 0,033 041
	4	− 0,250 299	+ 0,223 142	+ 0,097 653	+ 0,021 134	− 0,017 240	− 0,033 451	− 0,040 940
	5	− 0,282 267	+ 0,251 641	+ 0,110 124	+ 0,023 833	− 0,019 442	− 0,037 723	− 0,046 168
	6	− 0,293 829	+ 0,261 950	+ 0,114 636	+ 0,024 810	− 0,020 238	− 0,039 268	− 0,048 060
		$-v\,R_0$	$-v\,R_1$	$-v\,R_2$	$-v\,R_3$	$-v\,R_4$	$-v\,R_5$	$-v\,R_6$

Tafel 2. Last 1 über den Trägern 1, 2 und 3.

Last 1 über	Knotenpunkt	$\Delta^2 X_0=-v\,R_0$	$\Delta^2 X_1=-v\,R_1$	$\Delta^2 X_2=-v\,R_2$	$\Delta^2 X_3=-v\,R_3$	$\Delta^2 X_4=-v\,R_4$	$\Delta^2 X_5=-v\,R_5$	$\Delta^2 X_6=-v\,R_6$
Träger 1	1	+ 0,064 881	− 0,128 672	+ 0,041 159	+ 0,023 735	+ 0,009 609	− 0,000 986	− 0,009 726
	2	+ 0,126 124	− 0,250 128	+ 0,080 010	+ 0,046 139	+ 0,018 679	− 0,001 917	− 0,018 907
	3	+ 0,180 090	− 0,357 154	+ 0,114 245	+ 0,065 881	+ 0,026 671	− 0,002 737	− 0,026 997
	4	+ 0,223 142	− 0,442 535	+ 0,141 556	+ 0,081 631	+ 0,033 047	− 0,003 391	− 0,033 451
	5	+ 0,251 641	− 0,499 054	+ 0,159 635	+ 0,092 056	+ 0,037 267	− 0,003 824	− 0,037 723
	6	+ 0,261 950	− 0,519 497	+ 0,166 175	+ 0,095 827	+ 0,038 794	− 0,003 980	− 0,039 268
Träger 2	1	+ 0,028 394	+ 0,041 159	− 0,138 450	+ 0,039 431	+ 0,024 870	+ 0,009 609	− 0,005 013
	2	+ 0,055 195	+ 0,080 010	− 0,269 136	+ 0,076 652	+ 0,048 345	+ 0,018 679	− 0,009 744
	3	+ 0,078 812	+ 0,114 245	− 0,384 295	+ 0,109 450	+ 0,069 031	+ 0,026 671	− 0,013 914
	4	+ 0,097 653	+ 0,141 556	− 0,476 163	+ 0,135 615	+ 0,085 533	+ 0,033 047	− 0,017 240
	5	+ 0,110 124	+ 0,159 635	− 0,536 977	+ 0,152 935	+ 0,096 457	+ 0,037 267	− 0,019 442
	6	+ 0,114,636	+ 0,166 175	− 0,558 974	+ 0,159 200	+ 0,100 408	+ 0,038 794	− 0,020 238
Träger 3	1	+ 0,006 145	+ 0,023 735	+ 0,039 431	− 0,138 623	+ 0,039 431	+ 0,023 735	+ 0,006 145
	2	+ 0,011 945	+ 0,046 139	+ 0,076 652	− 0,269 473	+ 0,076 652	+ 0,046 139	+ 0,011 945
	3	+ 0,017 057	+ 0,065 881	+ 0,109 450	− 0,384 776	+ 0,109 450	+ 0,065 881	+ 0,017 057
	4	+ 0,021 134	+ 0,081 631	+ 0,135 615	− 0,476 760	+ 0,135 615	+ 0,081 631	+ 0,021 134
	5	+ 0,023 833	+ 0,092 056	+ 0,152 935	− 0,537 650	+ 0,152 935	+ 0,092 056	+ 0,023 833
	6	+ 0,024 810	+ 0,095 827	+ 0,159 200	− 0,559 675	+ 0,159 200	+ 0,095 827	+ 0,024 810

Für Last 1 über Träger 1:

$$X_1 = a_{1,1}\, z = +\,0{,}021\,829\,136\, z$$
$$X_2 = a_{2,1}\, z = +\,0{,}000\,366\,828\, z$$
$$X_3 = a_{3,1}\, z = -\,0{,}007\,247\,561\, z$$
$$X_4 = a_{4,1}\, z = -\,0{,}006\,876\,379\, z$$
$$X_5 = a_{5,1}\, z = -\,0{,}003\,272\,337\, z.$$

Für Last 1 über Träger 2:

$$X_1 = a_{1,2}\, z = +\,0{,}009\,552\,967\, z$$
$$X_2 = a_{2,2}\, z = +\,0{,}032\,953\,808\, z$$
$$X_3 = a_{3,2}\, z = +\,0{,}009\,773\,495\, z$$
$$X_4 = a_{4,2}\, z = -\,0{,}000\,140\,172\, z$$
$$X_5 = a_{5,2}\, z = -\,0{,}001\,686\,494\, z.$$

Für Last 1 über Träger 3:

$$X_1 = a_{1,3}\, z = +\,0{,}002\,067\,470\, z = X_5$$
$$X_2 = a_{2,3}\, z = +\,0{,}012\,120\,602\, z = X_4$$
$$X_3 = a_{3,3}\, z = +\,0{,}035\,440\,380\, z.$$

Die Größen X für Last 1 über Trager 4 bis 6 sind infolge der Symmetrie damit auch gegeben.

Hierbei ist nach Gl. 16:

$$z = \frac{l^3}{6\,v}\,\xi\,(0{,}75 - \xi^2) = 48\,\xi\,(0{,}75 - \xi^2).$$

In der folgenden Tafel 1 sind die Werte z für die bei Teilung der Trägerlänge in zwölf Felder sich ergebenden Knotenpunkte zusammengestellt, ferner als Beispiel die Werte X für Last 1 über Träger 0 und ihre ersten und zweiten Differenzen. Als Prüfung für die Richtigkeit der Zahlenrechnung dient die Bedingung, daß die Zeilensumme der zweiten Differenzen — entsprechend der Summe der Drücke R an den Kreuzungsstellen — gleich Null sein muß.

In Tafel 2 sind die Werte $\Delta^2 X$ für Last 1 über Träger 1 bis 3 zusammengestellt. Aus den Werten dieser zweiten Differenzen lassen sich sämtliche Einflußliniengruppen ableiten. (Schluß folgt.)

Die neuen Bestimmungen für die Ausführung ebener Steindecken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ministerialrat u. Geheimen Baurat Dr. **Friedrich**, Berlin.

Im Juli 1925 hat der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton die neuen Eisenbetonbestimmungen nach jahrelanger eingehender Arbeit verabschiedet, um sie nach redaktioneller Überprüfung den Länderregierungen zur Annahme zu empfehlen. In Preußen werden diese Bestimmungen mit Datum vom 9. September 1925 durch den Minister für Volkswohlfahrt als bindende Vorschriften für die Baupolizei erlassen; ihre Veröffentlichung ist in den nächsten Tagen zu erwarten.

Eine völlig neue Erscheinung in diesen Betonbestimmungen ist die Eingliederung der Bestimmungen über die Ausführung ebener Steindecken. Diese Eingliederung geschah auf Veranlassung des Ministers für Volkswohlfahrt im Einvernehmen mit den Regierungen der übrigen Länder und mit Zustimmung des Deutschen Ausschusses und wird eine seit langem unangenehm empfundene Lücke in den amtlichen deutschen Eisenbetonvorschriften und in ihrer Einheitlichkeit schließen.

Bisher besaß nur Preußen Bestimmungen über die baupolizeiliche Behandlung ebener Steindecken, die am 23. November 1918 von dem damals zuständigen Staatskommissar für das Wohnungswesen erlassen waren und bis heute Geltung hatten.[1])

Die zahlreichen und ausgedehnten Lehm- und Tonvorkommen der norddeutschen Tiefebene und die daraus zu erklärende hochentwickelte Ziegel- und Hohlsteinindustrie in Verbindung mit dem Reichtum an Wasserwegen und deren starkem Einfluß auf die Verbilligung der Transportkosten haben gerade in Norddeutschland die Ziegelsteindecken zur besonderen Blüte gebracht. In Berlin besteht z. B. der überwiegend größere Teil aller massiven Decken aus Steineisenkonstruktionen. Im Jahre 1911 sind allein von der Firma Raebel 680 000 m² ausgeführt worden, die annähernd gleiche Anzahl in den folgenden Jahren 1912 und 1913. Ein rechtzeitiger Erlaß dahingehender besonderer baupolizeilicher Bestimmungen war deshalb nötig, um der Eigenart dieser beliebten und wirtschaftlich durch ihre vereinfachte und billige Ausführung begründeten Konstruktion Rechnung zu tragen und Härten hintanzuhalten, wie sie vielfach durch allzu scharfe Anwendung der Betonbestimmungen seitens mancher Baupolizeibehörden empfunden wurden, dann aber auch, um durch Festlegen von Grenzlinien einer allzu kühnen und leichtfertigen Ausführung zu steuern.

Den Steineisendecken liegt die bekannte, von Kleine erfundene Hohlsteindecke zugrunde, wie sie übrigens auch heute noch von den Raebelwerken fast unverändert ausgeführt wird. Ihre unverkennbaren Vorteile gegenüber den Eisenbetonplatten, ihre größere Leichtigkeit und ihr geringerer Schalungsverbrauch, die vorzügliche Putzhaftung, dann aber auch der einfachere, man könnte sagen normalisierte Betrieb, der eine leichtere baupolizeiliche Prüfung und Überwachung ermöglicht, haben ihnen nicht nur ihre wirtschaftliche Überlegenheit, sondern auch manche baupolizeilichen Vorteile erworben. Diese Decken haben aber im Laufe der Jahre, namentlich nach Ablauf des Patentschutzes, mannigfache und vielseitige Veränderungen erfahren. Anfangs nur auf 10 und 15 cm Steinhöhe und höchstens 20 kg/cm² zulässige Druckspannung und entsprechend geringe Spannweiten von etwa 2,50 m beschränkt, wuchsen ihre Abmessungen bald durch Einführung von Steinen mit höherer Druckfestigkeit und Vergrößerung der Steinquerschnitte oder durch Aufbringung von Betonlagen dergestalt, daß die übliche Eisenbewehrung in der Steinfuge nicht mehr zur Aufnahme von Zugspannungen und noch weniger von Schubspannungen ausreichte. Die Folge war eine Verbreiterung der Fuge und ihre Ausbildung zu einer breiten Betonrippe, so daß derartige Deckenformen, wie sie in den bekannten Rippendecken von Schiller und Ackermann ihren typischen Ausdruck finden, praktisch und statisch bereits Eisenbetonkonstruktionen darstellen, obwohl das Baugewerbe für sich die den Steineisendecken zugestandenen Vergünstigungen in der Berechnung und Ausführung dabei in Anspruch nehmen wollte.

Dieser Zustand schuf begreifliches Mißbehagen bei der Konkurrenz und Unsicherheit in der Behandlung der Baupolizei, aber auch Fehlkonstruktionen, die sich manchmal in verhängnisvollen Einstürzen auswirkten.

Die neuen Bestimmungen, die gelegentlich der Umarbeitung der Eisenbetonbestimmungen erweitert und diesen angepaßt wurden, tragen diesen Forderungen Rechnung und bringen sie in verschärfter und genauerer Form zum Ausdruck.

Schon die Einleitung besagt, daß die „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“ auch für ebene Decken aus Steinen mit Eiseneinlage zu verwenden sind, wenn in den nachfolgenden Bestimmungen nichts anderes vorgeschrieben ist. Damit wird mit einer leichtfertigen Auffassung aufgeräumt, daß Steineisendecken als „schneller erhärtende“ Konstruktionen der in den Eisenbetonvorschriften geforderten Ein- und Ausschalungsfristen, sowie der Anzeigepflicht nicht bedürfen, eine Auffassung, die vielfach durch Hinweis auf den Wortlaut in dem Erlaß vom 23. November 1918 verteidigt zu werden pflegte, wonach nur eine „sinngemäße“ Anwendung der Bestimmungen notwendig sei. Auch in dem Mantelerlaß des Ministers für Volkswohlfahrt vom 9. September 1925, der die neuen Bestimmungen den Regierungspräsidenten mitteilt, wird nochmals auf eine unterschiedslose Behandlung beider Deckenarten hingewiesen.

Ebenso neu ist die Begriffsfestsetzung und der Geltungsbereich (§ 1), durch die eine scharfe Grenze in der Unterscheidung der beiden Deckenkonstruktionsarten gezogen wird. Danach sind als Steineisendecken im Sinne dieser Bestimmungen mit Eisen bewehrte Steindecken mit oder ohne Betondruckschicht anzusehen, bei denen die Steine (Voll- oder Hohlsteine) zur Aufnahme von Druckspannungen herangezogen werden, und die Betondruckschicht 5 cm Stärke nicht erreicht. Folglich sind nunmehr alle Decken dieser Gattung mit einer Betonschicht von 5 cm und darüber als Eisenbetonrippendecken anzusprechen und nach den Eisenbetonbestimmungen zu behandeln. Es wird zugegeben, daß das Maß der Betondruckschicht von 5 cm nicht durch statisch theoretische Bestimmung bedingt ist, und es kann auch dem Einwande nicht widersprochen werden, daß eine stärkere Druckschicht als 5 cm aus druckfestem Beton die Festigkeit der Decke oft nur verbessern könne, ohne ihr den Charakter als Steindecke zu nehmen. Demgegenüber muß betont werden, daß die Aufbringung einer Betonschicht an sich überhaupt nur als ein baupolizeiliches Zugeständnis zu betrachten ist, um der Bauindustrie in den Deckenspannweiten größere Beweglichkeit zu ermöglichen, als sie sie ohne diese Betondruckschicht bei der Starrheit der Steinabmessungen haben würde.

Einen zweiten Grenzstrich zieht die Forderung im § 3 (Höhe der Decken und Deckensteine), wonach die Anwendung von Deckensteinen mit Höhen von über 20 cm verboten ist. Die Forderung geht von der Erfahrung aus, daß bei Anwendung von höheren Steinen die Fugen sich nicht mehr ordnungsmäßig vergießen lassen, und daß das Gewicht und die Unhandlichkeit solcher großen Steine ein Hindernis oder eine Erschwerung für ein sachgemäßes Ansetzen der Mörtelfuge

[1]) Siehe u. a. Beton-Kalender 1925 I, S. 345 u. f.

mit der Kelle auf den Stirnflächen der Steine bedeutet, wie es auch im Schlußsatz des § 6 gefordert wird. Nach dieser Bestimmung erreicht die größtmögliche Höhe der Steineisendecken unter Berücksichtigung der zugestandenen Betondruckschicht das Maß von 25 cm.

Die geringste Höhe belasteter Decken soll ferner 10 cm nicht unterschreiten. Dieses Maß übersteigt zwar die nach den Betonbestimmungen zugelassene Stärke von Eisenbetonplatten, die mindestens 8 cm sein dürfen, ist aber baupraktisch und statisch gerechtfertigt, da infolge der Verwendung hochkantig gestellter Flacheisen der Angriffspunkt der Zugkräfte etwas höher liegt als bei Verwendung von Rundeisen in einer 8 cm starken Eisenbetondecke.

Eine Ausnahme wird für Dachdecken gemacht, die in einer Stärke von mindestens 6 cm zulässig sind. Derartige Platten haben namentlich in den letzten Jahren eine große Anwendung gefunden; ihre geringe Stärke hat zu baupolizeilichen oder baupraktischen Anständen bisher keinen Anlaß gegeben.

§ 4 regelt die baupolizeiliche Prüfung und Behandlung der Deckensteine; sie richtet sich besonders an die Baupolizeibehörden, darüber zu wachen, daß die Steine auch wirklich von gleicher Güte sind wie jene, auf die sich die Prüfungszeugnisse amtlicher Versuchsanstalten beziehen. Diese Warnung ist wichtig, da leichtfertige Unternehmer sich nicht gescheut haben, bei der Herstellung der Decken vielfach billigere und weniger feste Steine von ähnlichem Aussehen der Probesteine zu verwenden auf Kosten der Sicherheit der Bauteile. Ein erfahrener Baukontrolleur wird die gleichen Fabrikate sofort an der Farbe und dem Klang der Steine erkennen, aber auch hin und wieder vorkommende vereinzelte Steine mit hellerem Aussehen oder Brandrissen unbeanstandet lassen, da derartige vereinzelte Steine trotz ihrer geringeren Festigkeit der Gesamtfestigkeit der Platte bei sonst richtiger Konstruktion keinen Abbruch tun. Nur wenn ganze Lieferungen mit schwächerem Brand oder gar aus anderen Tongruben auf der Baustelle erscheinen, ist Vorsicht am Platze und eine Untersuchung durch das Prüfungsamt notwendig.

Der Schlußsatz fordert dann noch, was bisher nicht gesagt war, eine gründliche Durchfeuchtung der Steine auf der Baustelle und eine weitere Annässung während der Abbinde- und Erhärtungszeit. Diese Bestimmung wendet sich an alle jene Baupolizeibeamte, die bisher der irrtümlichen Ansicht waren, daß die Steindecken schneller abbinden und erhärten als Betondecken, weil ja die porigen Steine die Nässe schnell absaugen könnten und verdunsten ließen, wodurch ein rascheres Anschalen gerechtfertigt sei. Es muß hier besonders hervorgehoben werden, daß gerade das Gegenteil richtig ist, und daß das Abbinden des Mörtels bei Steineisendecken durch den im § 16 erlaubten Zusatz bis zu 7% Weißkalk gegen den reinen Zementmörtel etwas verzögert wird, daß ferner ein solches Absaugen der Feuchtigkeit und damit ein schnelleres Erhärten durchaus verhindert werden muß, wenn nicht der Mörtel brüchig und spröde und am Stein und Eisen schlecht haftend werden soll: Das Annässen der Steine und ihr Feuchthalten während der Ausführung ist ein wichtiges Mittel, ein solches vorzeitiges Erhärten zu verhindern. Der bekannte Unglücksfall beim Einsturz der Decken im Mossehause ist dafür ein warnendes, aber auch ein lehrreiches Beispiel.

§ 7 gibt den Steineisendecken, obwohl sie statisch aus nebeneinander liegenden kleinen Plattenbalken bestehen, die Vergünstigung, daß die Stützweite solcher Decken die 27fache Nutzhöhe betragen darf, ein Vorzug, den sonst nur die massiven Eisenbetonplatten und die durch Querrippen versteiften Rippendecken haben, während bei Eisenbetonbalken und Plattenbalken die Stützweite nur das 20fache der Nutzhöhe betragen darf. Außerdem zieht dieser Paragraph einen weiteren Grenzstrich in der Beschränkung der Steineisendecken durch Bemessung der Stützweite auf höchstens 6,50 m. Dieses Maß liegt etwas unter der Zahl, die sich aus dem 27fachen der höchstens zulässigen Höhe von 25 cm (Steinhöhe und Betondruckschicht) errechnen läßt. Für Dachdecken darf ein kleineres Verhältnis der Nutzhöhe zur Stützweite als $^1/_{27}$ ausnahmsweise zugelassen werden, um die Wirtschaftlichkeit dieser an sich ausgezeichneten Konstruktion zu ermöglichen.

Im § 8 werden die Eiseneinlagen behandelt. Neu ist, daß die Fugen der Eiseneinlagen mindestens 2 cm stark sein müssen, was gegen die bisherige Praxis bei derartigen Decken eine Verschärfung bedeutet, da bei 10 cm hohen Steinen vielfach eine Fugenbreite von 1 bis $1^1/_2$ cm üblich war. Aber auch hier können, wie die Fußnote besagt, bei Decken von 10 cm starken Steinen und bei Verwendung von Flacheisen kleine Abweichungen von der verlangten Fugenbreite zugelassen werden, um der bisherigen Baupraxis entgegenzukommen und eine bequemere Fugenteilung zu ermöglichen; bekanntermaßen überschreiten 6 Steine mit je 15 cm Breite und 6 Fugen zu 2 cm das Maß von 1 m um ein Geringes.

Der dritte Absatz dieses Paragraphen behandelt die Verteilung der Eisen und bringt ebenfalls eine Vergünstigung gegenüber den Eisenbetondecken zum Ausdruck. Bei Decken aus Steinen Kleinescher Art soll es in besonderen Fällen geringerer Spannweite und besonders kleiner Nutzlast gestattet sein, die Eiseneinlagen mehrerer Fugen auf einen Eisen- und Fugenquerschnitt zu vereinigen, wobei jedoch höchstens zwei nebeneinander liegende Fugen ohne Eiseneinlage sein dürfen. Danach können die Abstände der Eiseneinlagen in solchen Fällen das Maß von etwa 50 cm erreichen, während nach den Eisenbetonvorschriften der Abstand der Trageisen im allgemeinen das Maß von 15 cm nicht unterschreiten soll.

Im § 10 werden die Ermittlung der äußeren Kräfte behandelt und die Fälle aufgezählt, in denen mit dem geringeren Feldmittenmoment von $\frac{q\,l^2}{10}$ gerechnet werden darf. Danach sind Decken, die beiderseits auf den Flanschen eiserner Träger aufliegen und dicht an die Träger dieser Eisen anschließen, sowie Decken, die auf gestelzten Auflagern über den Unterflanschen eiserner Träger aufliegen und bei denen eine Verspannung zwischen Decke und Träger Oberflansch durch Beton hergestellt wird, als teilweise eingespannt anzusehen. Dieses Zugeständnis galt auch bisher für die Steineisendecken und bildete den Hauptvorteil der Steineisendecken gegenüber den Eisenbetonplatten.

In § 13 werden die durchlaufenden Steineisendecken behandelt und, was als eine besonders große und neue Vergünstigung aufgefaßt werden muß, ihre völlige Gleichstellung mit den durchlaufenden Eisenbetondecken festgesetzt. In Zukunft dürfen durchlaufende Steineisendecken bei annähernd gleichen Feldweiten und gleichmäßig verteilter Belastung nach dem Moment $\frac{q\,l^2}{15}$ in den Innenfeldern und $\frac{q\,l^2}{11}$ in den Endfeldern berechnet werden. Es ist sogar, wenn sie bestimmte Auflagerverstärkungen erhalten, nach Art der bisherigen Koenenschen Voutendecken für die Innenfelder die Annahme eines Momentes von $\frac{q\,l^2}{18}$, für die Endfelder mit $\frac{q\,l^2}{12}$ zulässig. Für die Verstärkung der Auflager wird ein Anlauf der Schrägen von 1 : 3 vorgesehen. Dabei muß im Bereiche der Negativmomente, also in einer Breite von $^1/_6\,l$ zu beiden Seiten der Trägeranschlüsse voller Beton verwendet werden. Dieses Zugeständnis war den Steineisendecken bereits früher im Bereich der Berliner Baupolizei durch den Polizeipräsidenten gemacht worden, nachdem umfangreiche Probebelastungen die Zulässigkeit dieser vereinfachten Rechnungsweise dargetan haben. Diese neue Berechnungsweise soll jetzt auf das ganze Reich ausgedehnt werden.

In § 14 wird für die Berechnung die Annahme gestattet, daß das Elastizitätsmaß des Steinkörpers ein Fünfzehntel von dem des Eisens beträgt. Dieses Zugeständnis enthielten schon die letzten preußischen Bestimmungen. Es stellt eine wesentliche Erleichterung und Vereinfachung der statischen Untersuchung dar.

In § 15 wird das Prüfungsverfahren der Steine geregelt. Der Druck soll in der Richtung ausgeübt werden, in der die Steine beansprucht werden. Bekanntlich ist die Druckfestigkeit der Steine in der Strangrichtung wesentlich, mitunter um 40%, höher als senkrecht dazu. Druckuntersuchungen von Steinen auf eigenen Pressen haben meist wenig Wert; sie sind aber ganz wertlos, wenn einzelne ganze Steine unter die Druckpresse gebracht werden. Das allein sachgemäße Verfahren der amtlichen Prüfungsanstalten besteht darin, daß die Steine vorsichtig durchgesägt und die beiden Hälften miteinander zu einem etwa würfelförmigen Körper verbunden werden.

In §§ 16 bis 18 werden die zulässigen Spannungen festgesetzt. Neu ist, daß die zulässigen Schubspannungen der Deckensteine 2,5 kg/cm² nicht übersteigen dürfen. Bei größeren Schubspannungen sind Vollsteine oder Vollbeton zu wählen und die Schubspannungen im Bereiche der höheren Werte vollständig durch Eisen aufzunehmen. Auch die zulässigen Haftspannungen sind etwas herabgesetzt, sie dürfen bei Flacheisen nur noch 3 kg/cm², bei Rundeisen nicht mehr als 4,5 kg/cm² betragen. Überschreiten die Haftspannungen den Betrag von 3 kg/cm², so sind Rundeisen zu wählen und mit Haken zu versehen. Die Herabsetzung erschien notwendig, nachdem die Untersuchungen von Probst und auch verschiedene Vorkommnisse bei Einstürzen die geringere Haftfestigkeit des Betons an Flacheisen erwiesen haben.

Die zulässigen Biegedruckspannungen der Steine sind gegen die bisherigen Zahlen geändert. Es werden für Steineisendecken ohne statisch wirksame Betonschicht die zulässigen Druckfestigkeiten auf bestimmte Bruchteile der nachgewiesenen Steindruckfestigkeiten in Beziehung gesetzt, so daß für Decken in Hochbauten $^1/_7$ und höchstens 36 kg/cm², in Fabriken, die Erschütterungen ausgesetzt sind, und in Treppen $^1/_8$ und höchstens 30 kg/cm² und in Decken in Durchfahrten und Hofunterkellerungen sowie sonstigen Decken, die stark erschüttert werden (z. B. durch schwere Maschinen) $^1/_9$ und höchstens 27 kg/cm² zulässig sind.

Zum Schluß regelt § 20 das Verfahren für Neubauweisen von ebenen Steindecken mit oder ohne Eiseneinlage und nennt die in den einzelnen Ländern hierfür zuständigen Stellen.

Die Frage, ob in Steineisendecken auch die Verwendung des neuen hochwertigen Baustahls St 48 zulässig sei, wird zwar in den Vorschriften nicht erörtert, sie findet aber durch die Eisenbetonbestimmungen in Teil A eine gewisse Beantwortung. Danach ist die Verwendung von Stahl St 48 nur in Verbindung mit hochwertigem Zement und bis auf weiteres nur für Platten zulässig. Es würde also der Verwendung von Stahleinlagen nichts im Wege stehen, wenn ihre Einbettung in hochwertigem Zement geschieht und der Stahl durch eine eingewalzte durchlaufende Marke gegen Verwechslung mit gewöhnlichem Handelseisen geschützt wird. Die erforderlichen Eigenschaften des hochwertigen Baustahls St 48 sind in den Eisenbetonbestimmungen und den Bestimmungen über die zulässige Beanspruchung und Berechnung von Konstruktionsteilen aus Flußstahl und hochwertigem Baustahl usw. vom 25. 2. 1925 ausführlich dargelegt. Von der Forderung der besonderen Kennzeichnung der Stahleinlagen beim Walzen durch eine besondere Marke darf die Aufsichtsbehörde aus Sicherheitsgründen ebensowenig absehen als bei den Eisenhochbauten. Daß es den Walzwerken nicht möglich sein sollte, diese Kennzeichnung durchzuführen, erscheint schwer glaublich. Es sei nur an die bekannten Kahneisenprofile erinnert, die lange Zeit vor dem Kriege vielfach verwendet wurden und eine statisch sehr günstige und sehr in die Augen springende Querschnittsform besaßen. Gerade die Profile, die den Flacheisen ähneln und in der Mitte eine wulstartige Verstärkung besitzen, dürften sich hierfür eignen.

Ob sich indessen Steineisendecken mit Stahleinlagen wirtschaftlich gestalten können, darf bezweifelt werden. Eine Erhöhung der Beanspruchungen in der Druckzone über die höchste zulässige Biegedruckspannung von 36 kg/cm² hinaus, selbst bei Verwendung hochwertigen Zements ist nicht gestattet. Dieser bleibt auf die Einbettung der Stahleinlagen beschränkt, wo er aber unumgänglich notwendig ist, um mit seiner höheren Zugfestigkeit die größeren Dehnungen des höher beanspruchten Stahles auszugleichen. — Immerhin können die mit der Verwendung hochwertigen Zements verbundenen kürzeren Schalungsfristen und das raschere Fortschreiten des Baues für die Wirtschaftlichkeit solcher Decken von einer gewissen Bedeutung sein.

Hoffentlich erfüllen die neuen Bestimmungen die an sie gestellten Erwartungen: Erhöhung der Sicherheit auf den Bauten und Belebung der Bauwirtschaft, die unserem Lande so not tut.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. September erschienene Heft 17 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr. F. Emperger: Ingenieur Victor Brausewetter. — Dipl.-Ing. Karl Seytter: Neuzeitliche Kohlenspeicher- und Beschickungsanlagen. — Regierungsbaumeister Robert Jacki: Nomographie in der Eisenbetonrechnung. — Dr.-Ing. Kuball: Einfaches Verfahren zur Ermittlung der Schubbewehrung bei frei aufliegenden Balken mit gleichmäßig verteilter Belastung.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1925. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Insgesamt[1])	Davon: Deutsche	Ausländer	Ausländer deutscher Abkunft
Aachen . . .	937	28	508	1473 (1149)	828[2])	109[2])	—
Berlin . . .	3713	119	213	4045 (4277)	—	—	—
Braunschweig	987	65	125	1177 (1434)	1028	149	—
Breslau . . .	1008	42	37	1087 (1151)	991	96	—
Danzig . . .	1414	47	79	1540 (1701)	928	486	126
Darmstadt .	2259	39	208	2506 (2638)	2215	291	80
Dresden . .	2263	295	206	2764 (3052)	2336	428	—
Hannover . .	2104	84	79	2267 (2628)	2115	139[3])	—
Karlsruhe . .	1242	39	120	1401 (1570)	1018	178	46
München . .	4159	102	131	4392 (4715)	3997	142	253
Stuttgart . .	1752	85	270	2107 (2516)	1960	143[4])	—

[1]) Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Winterhalbjahr 1924/25. — [2]) Von den Studierenden. — [3]) Außerdem 13 Staatslose. — [4]) Außerdem 4 Staatslose.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für

	Ingenieurbauwesen	Architektur	Maschinenbau	Elektrotechnik	Chemie	Pharmazie	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft, Wirtschaftswissenschaft
Aachen . . .	67	43	196	116	93	—	20
Berlin . . .	337	263	979	1043	313	—	58
Braunschweig	87	67	352	149	169	119	44
Breslau . . .	—	—	373	218	141	—	40
Danzig . . .	195	97	501	296	102	93	—
Darmstadt[5]) .	215	169	878	649	197	30	160
Dresden . .	216	143	1020		395	—	489
Hannover . .	242	120	960	502	213	—	67
Karlsruhe . .	184	92	398	336	194	—	38
München . .	431	273	1246	808	422	—	689
Stuttgart . .	—	—	—	—	—	—	—

[5]) Studierende und Fachhörer.

Außerdem: Bergbau: Aachen 153, Berlin 397, Breslau 73, München 39. — Hüttenkunde: Aachen 249, Berlin 139, Breslau 163. — Schiff- u. Schiffsmaschinenbau: Berlin 184, Danzig 130. — Landwirtschaft: München 251.

Memels Eisenbahnverbindungen mit Litauen. Eine für den Memeler Hafen wichtige Eisenbahnlinie wird nach der D. A. Z. gegenwärtig in Litauen gebaut. Es handelt sich um die Linie Krottingen—Telschi—Amaljai, durch die Memel eine kurze unmittelbare Verbindung mit Schaulen und dadurch auch mit Kowno und dem gesamten Litauen erhält. Litauen hat, streng genommen, nur zwei große Eisenbahnlinien, nämlich die von Wilna kommende wichtige Linie über Kowno nach Königsberg und die vom Süden kommende große russische Linie Romny—Kowno—Libau, die alte große Zufuhrbahn des Libauer Hafens, durch die der Hauptverkehr Litauens, soweit er nicht nach Königsberg geht, an Memel vorbei nach Libau geführt wird. Die einzige Verbindung Memels mit seinem litauischen Hinterlande ist die Strecke Memel—Pogegen—Monkuschki, die aber in großem Bogen geführt wird und ein wirtschaftlich bedeutungsloses Gebiet durchzieht.

Erst während des Krieges hat Memel eine Eisenbahnverbindung mit Litauen erhalten, die den äußersten nördlichen Zipfel von Litauen durchzieht. Die Eisenbahnlinie Memel—Pogegen ist wichtig als einzige große Eisenbahnlinie des Memelgebiets selbst, nicht aber als Zubringer aus Litauen. Das nördliche Litauen hat außer der Linie Kowno—Libau im Grunde genommen überhaupt keine Eisenbahnverbindung. Auf diesen Teil erstrecken sich daher auch die Eisenbahnpläne der nächsten Zukunft, und der bedeutungsvollste von diesen Plänen wird jetzt ausgeführt, indem man mit dem Bau der Strecke Amaljai—Telschi begonnen hat. Wichtiger für Memel wäre der Bau der Strecke Krottingen (dicht bei Memel)—Telschi, damit Memel endlich eine Verbindung mit dem nächsten litauischen Hinterlande erhält. Amaljai liegt in der Nähe des bekannten Ortes Schaulen an der großen Bahnlinie Romny—Kowno—Libau, und Telschi liegt ungefähr auf halbem Wege zwischen dieser Bahnlinie und Memel. Ist die Bahnlinie fertiggestellt, so wird der große Verkehr von Kowno statt nach Libau ebenso willig nach Memel gehen können. Außerdem erhält dadurch ein bisher verkehrsarmes Gebiet eine gute Eisenbahnverbindung mit seinem Hafen. Die ganze Strecke von Amaljai bis Krottingen ist rd. 120 km lang. Man rechnet damit, daß der Bau dieser Linie 1927 beendet sein wird.

Der Hafen von Gotenburg hat immer eine bevorzugte Rolle im Seeverkehr Schwedens gespielt. Die Entwicklung des Welthandels des an Bodenschätzen reichen Schwedens, insbesondere der rasch wachsende Verkehr mit den Vereinigten Staaten von Nordamerika infolge der großen Auswanderung nicht nur aus Schweden selbst, sondern auch aus Finnland und Rußland, machte es notwendig, den Hafen von Gotenburg zu erweitern und das Fahrwasser seiner Einfahrt zu vertiefen. In den Jahren 1906 bis 1910 wurden neue Hafenbecken angelegt und die vorhandenen zum großen Teil erweitert und vertieft.[1]) Gegenwärtig ist die gesamte nutzbare Kailänge aller Hafenbecken, einschließlich des Freihafens, 8300 m. Die Wasserfläche des Hafens beträgt 365 ha. Die Hafenbahn besitzt eine gesamte Gleislänge von etwa 50 km. Die Einfahrtrinne, die eine Breite von 150 m besitzt, weist bis zum Freihafen eine Wassertiefe bei Niedrigwasser von 9,25 m auf, während die weiter ins Land hineinführenden Häfen nur eine Tiefe des Fahrwassers von 5,8 m haben. Der Hafen ist mit 88 elektrischen Kranen ausgerüstet, wovon 4 als Brückenkrane für Kohlenhebung ausgebildet sind. Für schwere Güter sind besondere Krane vorhanden, die Lasten bis zu 50 t heben können. Gegenwärtig wird ein Schwimmkran gebaut, der eine Tragkraft bis zu 80 t erhalten soll.

Der Freihafen, der vorerst verhältnismäßig klein angelegt ist, soll später dem Bedarf entsprechend erweitert werden. Er umfaßt eine ausgebaute Fläche von 28,4 ha, besitzt 23 elektrische Krane und zwei massive Kaischuppen von je 32 m Breite und 170 m Länge mit zusammen etwa 10 000 m² Bodenfläche, sowie zweigleisige Kaibahnen und ein Verwaltungsgebäude. Die Baukosten des Freihafens, soweit er ausgebaut ist, beliefen sich zu etwa 21,5 Mill. Kronen.

[1]) Eine ausführliche Abhandlung über den Hafen von Gotenburg und andere ausgeführte Hafenbauten mit Abbildungen wird demnächst in der „Bautechnik“ erscheinen. Die Schriftleitung.

Der Hafen von Gotenburg besitzt drei größere Werften von bedeutender Leistungsfähigkeit, die über mehrere zeitgemäße Docks verfügen. Die Götaverken A.-G. besitzt ein Schwimmdock von 18000 t Hebekraft, das Schiffe von über 200 m Länge und 23 m Breite aufnehmen kann. Die Lindholmen-Motala A.-G. hat ein Trockendock für Seeschiffe bis zu 9000 t Ladefähigkeit, während die Eriksbergs Mekaniska Verkstads A.-G. drei Schwimmdocks von 3200 t, 14000 t und 20000 t Hebekraft ihr eigen nennen. Der Hafen von Gotenburg ist infolge seiner günstigen Lage und seines industriereichen Hinterlandes der größte Hafen des Nordens geworden, dem ein rascher weiterer Aufstieg sicher ist. Seit etwa einem Jahre hat eine private Gesellschaft umfangreiche Ländereien neben der Hafeneinfahrt aufgekauft und sucht jetzt die schwedische Regierung, die Stadtverwaltung Gotenburgs und die Banken dafür zu interessieren, hier einen großzügigen Hafen für den Umschlag, insbesondere für die sehr bedeutende Seefischerei, anzulegen. Die schwierige wirtschaftliche Lage, in der sich Schweden gegenwärtig befindet, wird indessen die Durchführung des weit ausschauenden Planes wohl noch recht lange hinausschieben. Nils Buer.

Verbreiterung der Straßenbrücke über den Missouri bei Omaha. Eine ungewöhnliche und schwierige Brückenverbreiterung und -verstärkung ist der 1924 vollendete Umbau der Straßenbrücke über den Missouri zwischen Omaha und Council Bluffs, der in Gestalt des Baues neuer Pfeiler, Lösens und seitlichen Verschiebens eines Hauptträgers, Einziehens eines neuen Mittelträgers und der Herstellung einer neuen Fahrbahn ausgeführt wurde.

Abb. 1. Seitenansicht der Hauptöffnung: links der neue Pfeiler in Eisenblechschalung, in der Mitte der Abfangepfeiler.

Abb. 2. Lösen und Verschieben des alten Hauptträgers.

Notwendig geworden durch die schnelle Zunahme des Straßen- und Straßenbahnverkehrs und der Radlasten, sind diese Arbeiten um so bemerkenswerter, als sie vorgenommen werden mußten ohne jede Unterbrechung des Verkehrs und unter den starken, dadurch bedingten Erschütterungen; besondere Sorge bereiteten auch Bau und

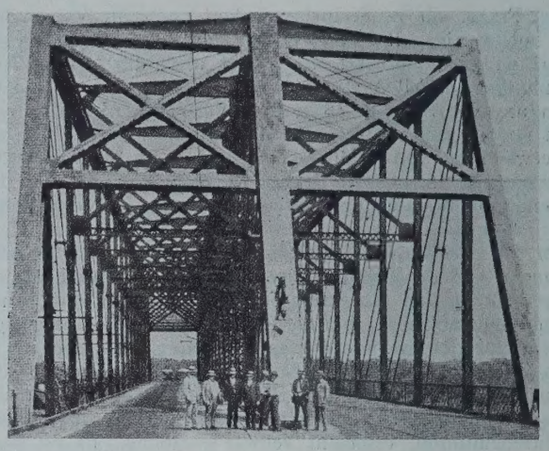


Abb. 3. Stirnansicht der fertig umgebauten Brücke.

Unterhaltung des in Brückenmitte erforderlichen Abfangepfeilers (Abb. 1), der — rd. 16 m hoch — durch Hochwasser und Treibholz zuzeiten stark gefährdet war. Die Brücke war im Jahre 1888 als einfache Fachwerkbrücke mit parallelen Gurtungen und abgeschrägten Enden nach System Pratt gebaut mit einer Strom-Hauptöffnung von 120 m und zwei Nebenöffnungen von rd. 53,25 m Stützweite, sechs Landöffnungen von 45 bis 75 m Stützweite auf dem Ost- und einer Reihe verschieden weiter Öffnungen von 385 m Gesamtlänge auf dem Westufer.

Abb. 2 zeigt den südlichen Hauptträger um rd. 2,45 m seitlich verschoben, die Verbindungs- und Querträger abgeschnitten und durch ein Hilfsgerüst abgefangen, Abb. 3 die Brücke nach vollendetem Umbau mit um das Doppelte verbreiterter Fahrbahn und zwei Straßenbahngleisen an Stelle des bisherigen einfachen; der 1,8 m auskragende Fußgängersteig auf der Nordseite ist unverändert gelassen. Bei den anderen Öffnungen ist die alte Fahrbahnbreite von 7,3 m auf 12 m gebracht, die Straßenbahn auch hier doppelgleisig geführt. Die neuen Pfeiler für die verbreiterten Stromöffnungen wurden mittels der aus Abb. 1 ersichtlichen genieteten Eisenblechrohre in Stampfbeton hergestellt; aus demselben Baustoff ist auch die Verbreiterung der Gründung für die Landpfeiler ausgeführt. Ki.

„Ausgestaltungsmöglichkeit der Standseilbahnlinienführung". Zu dem unter dieser Überschrift in der „Bautechnik" 1925, Heft 33 u. 34 veröffentlichten Aufsatze bittet uns der Verfasser, Ing. Dr. Eugen Czitary, um die nachträgliche Feststellung, daß das Vierwagensystem von dem Vorsitzenden des Direktoriums der A. E. G.-Union, Prof. Dr.-Ing. Egon E. Seefehlner, persönlich erdacht ist, während der auf S. 442 genannten Bauunternehmung Leo Arnoldi lediglich die Aufgabe zufiel, nach den ihr gemachten Angaben die Bahn am steirischen Erzberg auszuführen. Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahnräte Wilhelm Schumacher, Weimar, als Vorstand zum Verkehrsamt Duisburg, Fleck, Köln, als Mitglied zur R. B. D. Münster (Westf.), Spangenberg, Hameln, als Mitglied (auftrw.) zur R. B. D. Elberfeld, Dr. Nonweiler, Elberfeld, als Mitglied (auftrw.) zur R. B. D. Erfurt, Stange, Königsberg (Pr.), als Mitglied zur R. B. D. Cassel, Seel, Lingen, als Vorstand zum Werkstättenamt 2 Breslau, Heinrich Körner, Breslau, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Lingen, Hecker, Schwerte, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Oldenburg, Rosenfeldt, Oldenburg, nach Glückstadt und Lüttich, Schwerin (Meckl.), nach Sebaldsbrück als Leiter einer Abteilung bei den dortigen Ausbesserungswerken, Ackermann, Frankfurt (Main), zur R. B. D. Essen, Dr.-Ing. Landwehr, Hamm (Westf.), zur R. B. D. Erfurt, und Reuschle, Erfurt, zur R. B. D. Mainz.

Der Reichsbahnamtmann Ferber, Kirchseeon, ist in den Ruhestand getreten.

Gestorben sind: die Reichsbahnoberamtmänner Meiling, Hirschfeld, Rischke, Dieterle und Kayser bei der Hauptverwaltung in Berlin.

INHALT: Etwas vom Kleinpflaster. — Über die Freiheit von Querverkehr und Umblick auf Straßenbrücken. — Über die lastverteilende Wirkung durchgehender Querverbindungen. — Die neuen Bestimmungen für die Ausführung ebener Steindecken. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen Internationales Organ für Betonbau. — Besuch der deutschen technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1925. — Memels Eisenbahnverbindungen mit Litauen. — Hafen von Gotenburg. — Verbreiterung der Straßenbrücke über den Missouri bei Omaha. — Ausgestaltungsmöglichkeit der Standseilbahnlinienführung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 15. September 1925 Heft 40

Die Instandsetzung der gewölbten Brücken der Berliner Stadtbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Regierungsbaurat a. D. **Julius Grapow**, Berlin.

1. Vorgeschichte.

1. Zweck der Stadtbahn.

Die Berliner Stadtbahn wurde von der Preußischen Eisenbahnverwaltung in den Jahren 1875 bis 1882 zur Erfüllung zweier wichtiger Aufgaben erstellt: vor allem, um für den durchgehenden Personenverkehr die im Osten und Westen einmündenden Eisenbahnlinien auf kürzestem Wege zu verbinden, sodann um dem Ortsverkehr innerhalb Berlins zu dienen, der in immer stärkerem Maße anwuchs und den die bereits erbaute Ringbahn zu bewältigen suchte.[1])

Fast keine Hauptstadt Europas kann eine verkehrstechnisch so hervorragende, offen mitten durch das Zentrum der Stadt verlaufende, viergleisige, normalspurige Eisenbahnlinie ihr eigen nennen. In den anderen Städten stellte einem derartigen Plane die weit vorgeschrittene, enge Bebauung der Innenstädte sich hindernd in den Weg. In dem damaligen Berlin konnte indessen die neue Linie in der Hauptsache an alte Wassergräben, freie Plätze usw. angelehnt werden, so daß die Kosten des Grunderwerbs für die bereits mit Häusern bebauten Straßen nicht in dem Maße wie anderwärts ins Gewicht fielen (Abb. 1).[2])

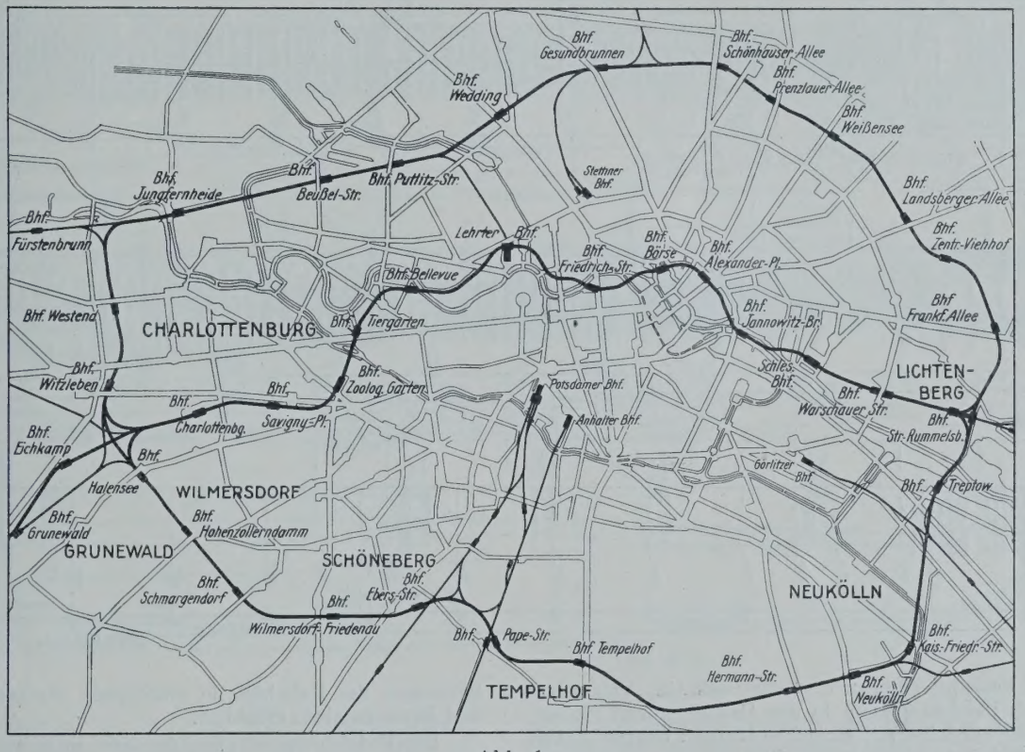


Abb. 1.

2. Länge und Bauart.

Die Berliner Stadtbahn hat vom Ostende des Schlesischen Bahnhofs bis Westende des Bahnhofs Charlottenburg eine Länge von 12,14 km und ist durchweg als Hochbahn, etwa 6 m über Gelände geführt, so daß die zahl- und verkehrsreichen Straßen und Wasserläufe bequem überschritten werden konnten. Das Planum des Bahnkörpers ruht zum geringen Teil auf Dammschüttungen (2,4 km), zum Teil zwischen Futtermauern; größtenteils aber (d. h. rd. 8 km) zur Erzielung eines guten Stadtbildes und zu einer möglichst geringen Inanspruchnahme des wertvollen Grund und Bodens auf gemauerten Viadukten, deren Bogen von 2,5 bis 15 m Spannweite von schlanken Pfeilern getragen werden (Abb. 2).

An den Stellen, wo weder Durchblicke noch Straßendurchgänge notwendig waren, gaben die entstandenen Bogenöffnungen Gelegenheit, sie für Werkstätten, Magazine, Läden und sonstige gewerbliche Betriebe auszunutzen.

Die Breite der Fahrbahn zwischen den Geländern beträgt auf der freien geraden Strecke 15,5 m. Dabei liegen die mittleren Gleise im Abstand von 4 m, die beiden äußeren je im Abstand von 3,5 m. Das eine, nördliche Gleispaar dient dem Nahverkehr, das andere dem Fern- und Vorortverkehr (Abb. 3).

Bei den seinerzeitigen Vorarbeiten wurden eingehende wirtschaftliche Untersuchungen angestellt, mit welchen Spannweiten der Bogen und mit welchen Pfeilerstärken sich das Kostenminimum einstelle. Man rechnete mit Hartbrandsteinmauerwerk in Kalkmörtel und ließ in den Gewölben bezw. Pfeilern Spannungen bis 9 kg/cm² und 7,5 kg/cm² zu. Das Gewicht des Mauerwerks und der im Scheitel bis S. U. 0,8 m starken Überschüttung einschl. Kiesbettung war mit 1600 kg/m³ angenommen, die Verkehrslast zu 0,8 m Belastungshöhe. Die größte Bodenpressung in der Fundamentsohle wurde mit dem für den Sand von Berlin hohen Wert von 4,5 kg/cm² für zulässig erachtet.

Bei der großen Zahl von Bogen (597 Stück) entschloß man sich, die einzelnen Bogen nach wenigen Normalien auszuführen, so daß der weitaus größte Teil der Bogen eine lichte Spannweite von 8 m mit 1/6 Stich und einem Zwischenpfeiler von 1 m Stärke in Kämpferhöhe erhielt. An einzelnen Stellen kommen Bogenöffnungen von 10 m mit demselben Stich und etwa derselben Zwischenpfeilerstärke vor. Zur Vergrößerung der Standsicherheit sind nach vier bis sechs Bogen jeweils Gruppenpfeiler mit größerer Breite eingebaut. Die Pfeiler waren in offener Baugrube auf Sand gegründet, und an Orten, wo der tragfähige Grund sich unter dem Grundwasser befand, mit Hilfe von hölzernen Bohl- oder Spundwänden bezw. mit Rammpfählen oder Senkbrunnen (Abb. 2).

An den elf Bahnhöfen und einigen anderen Stellen ist man von den Normalien abgewichen. Die Überquerung der Straßen- und Wasserläufe und Hafenanlagen geschah hauptsächlich durch Eisenkonstruktionen (1,8 km Länge), die bei den Straßen überwiegend aus durchlaufenden Balkenträgern bestehen. Bei den folgenden Darlegungen bleiben jedoch die Arbeiten zur Wiederinstandsetzung dieser Eisenbauten außer Betracht.

II. Im Lauf der Zeit eingetretene Zerstörungen.

1. Ursachen.

Die Lokomotiven der 80er Jahre hatten für die Stadt- und Fernbahn Achsdrücke von 13,9 t bei 2,2 m Achsabstand.[3]) Für diese Lasten blieben die Beanspruchungen des Bauwerks in den zulässigen Grenzen. Der Lastenzug von 1895 mit 14 t brachte keine wesentliche Zusatzbeanspruchungen. Erst mit Einführung schwererer Lokomotiven entsprechend dem Lastenzuge A von 17 t im Jahre 1903 trat eine nach-

[1]) Vergl. Zeitschrift für Bauwesen 1884, S. 1.

[2]) Die Veröffentlichung des Planes geschieht mit Genehmigung des Herrn Fröhlich, Berlin-Schöneberg.

[3]) Siehe Berlin und seine Eisenbahnen 1846 bis 1896.

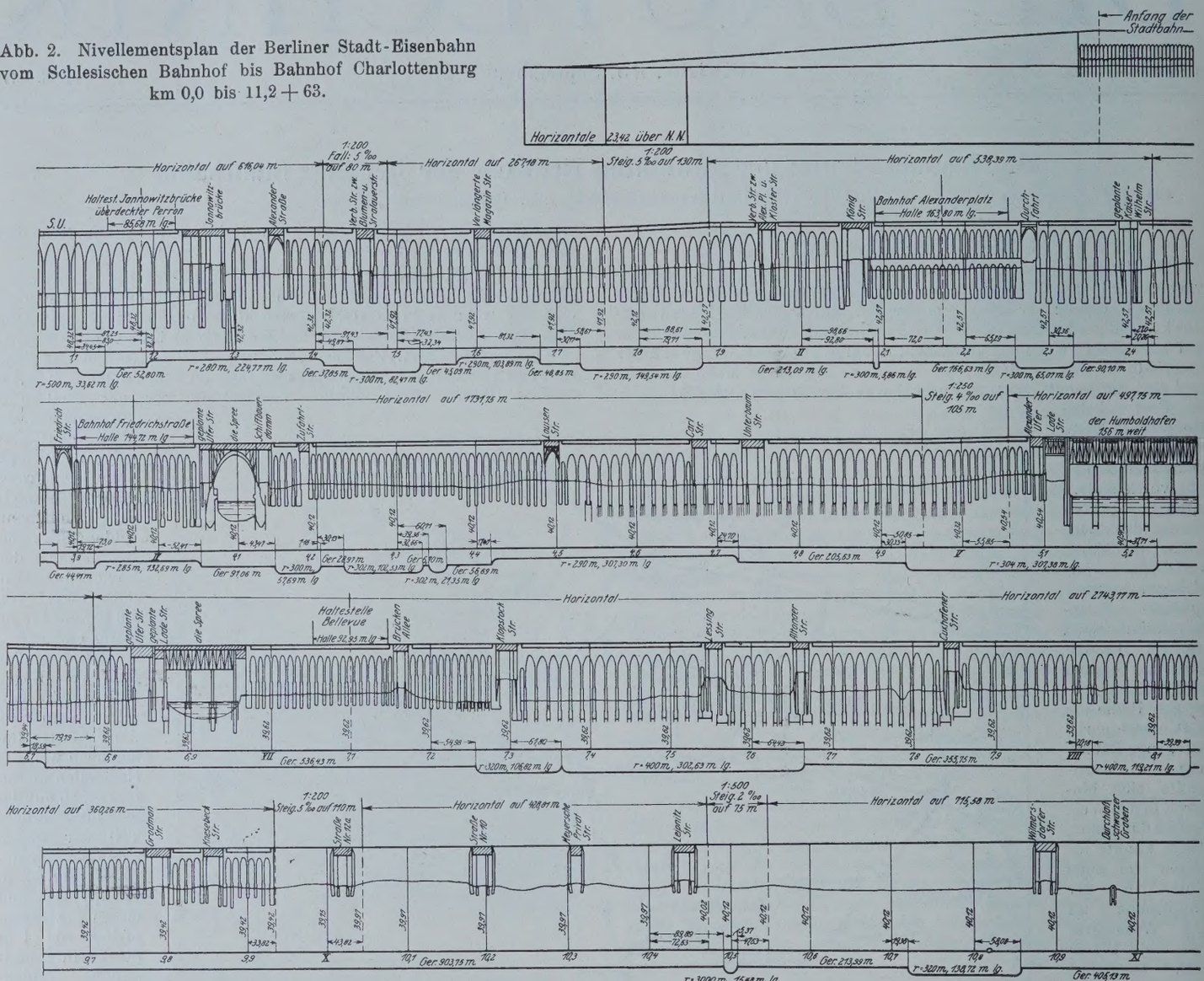


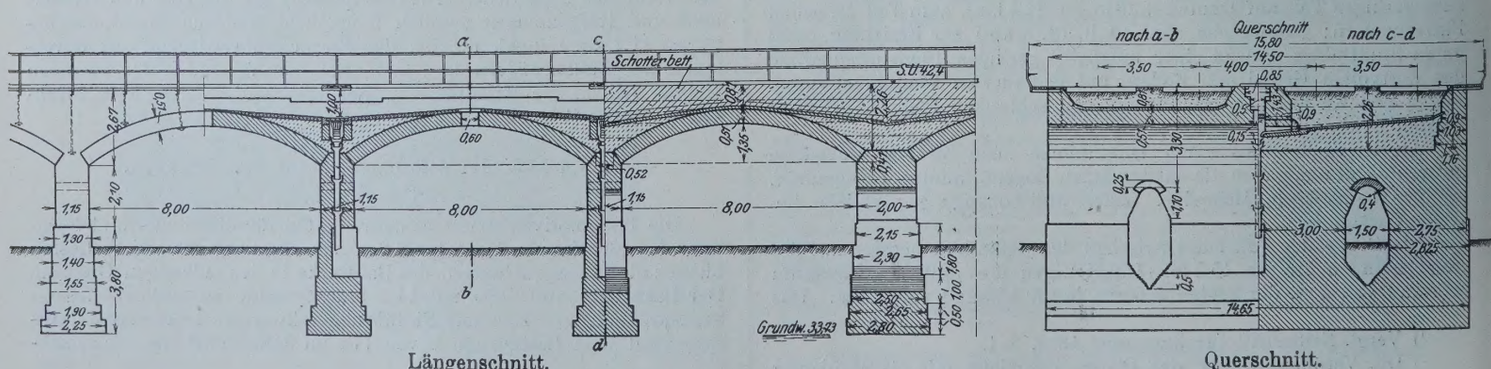
Abb. 2. Nivellementsplan der Berliner Stadt-Eisenbahn vom Schlesischen Bahnhof bis Bahnhof Charlottenburg km 0,0 bis 11,2 + 63.

teilige Erhöhung der Beanspruchungen im Mauerwerk ein. Von dieser Zeit an machten sich Beschädigungen in den Gewölben und Pfeilern bemerkbar, denen man zunächst mit einfachen Mitteln: eiserne Anker, Ausmauern und Vergießen der entstandenen Risse, zu begegnen suchte (Abb. 4 u. 5).

Außer den Gewichten der Betriebsmittel nahm aber auch die Zahl der Züge zu; sie beträgt heute etwa 750 Züge täglich auf den Stadtbahngleisen und 150 Züge täglich auf den Fernbahngleisen. Rechnet man Sonderzüge, Bedarfszüge, Arbeitszüge usw. hinzu, so fahren täglich etwa 1000 Züge über die Stadtbahn. Während die Fernzüge die Bahnstrecken ziemlich schlagfrei durchfahren, sind die Erschütterungen unter den Stadtbahnzügen, die bei den kurzen Entfernungen der Bahnhöfe in ständigem Wechsel zwischen Anfahren und Bremsen sind, erheblich.

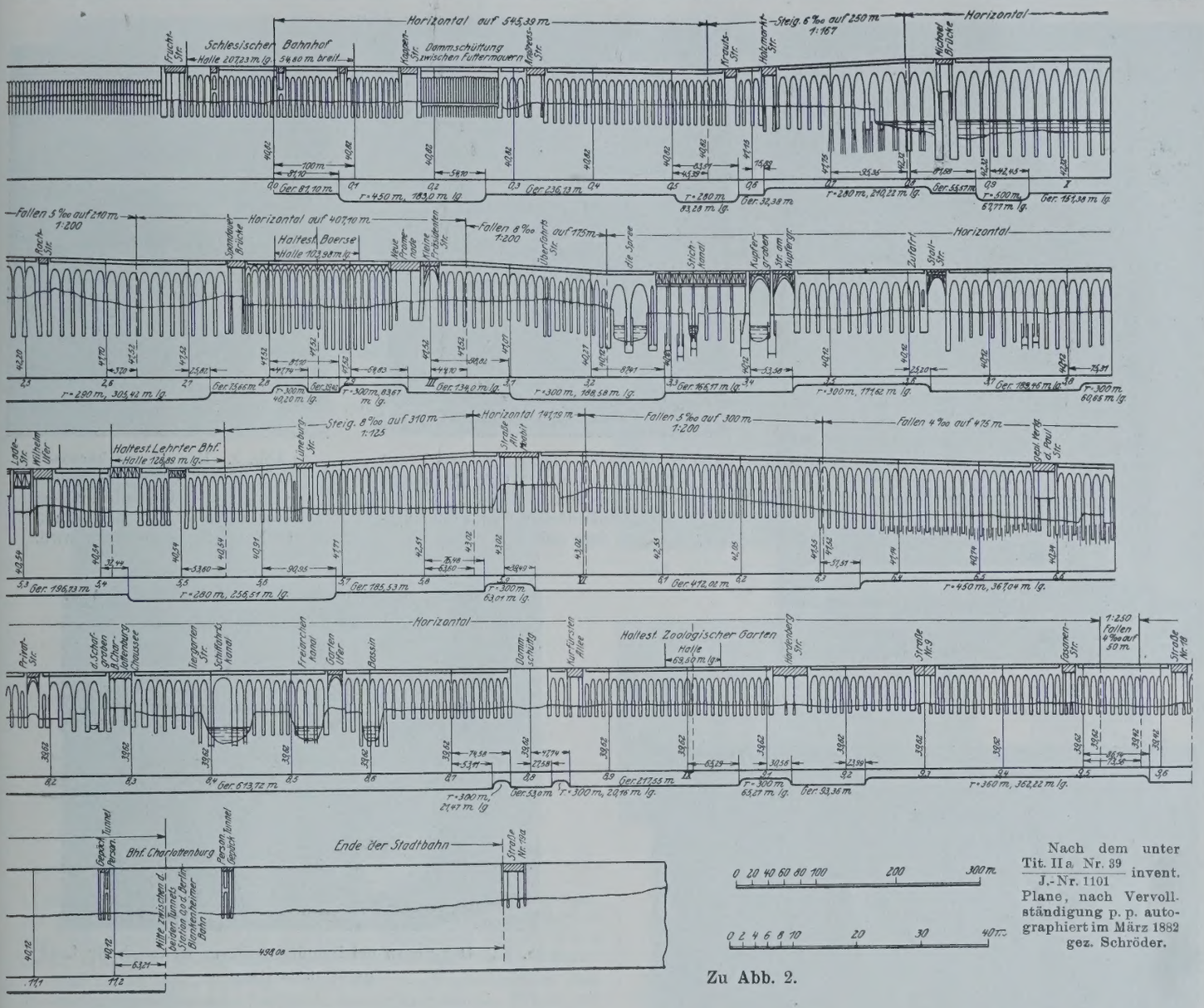
Die Entstehung der Zerstörungen ist daher den erhöhten Achslasten und der dichten Zugfolge in erster Linie zuzuschreiben. Sie lassen sich etwa folgendermaßen erklären:

Die zulässige Bodenbeanspruchung war dort zu hoch bemessen, wo schlechte Untergrundverhältnisse, z. B. moorige Zwischenlagen, alte Wasserläufe, leichter Boden usw., vorlagen. Hier wirkten die schmalen Pfeiler wie Pfähle; sie wurden durch die immer schwereren und sich immer rascher folgenden Radstöße gleichsam in den Boden „gerammt". Die dadurch hervorgerufenen kleinen Senkungen verteilten sich aber nicht gleichmäßig über einen Pfeiler, sondern waren entsprechend



Längenschnitt. Querschnitt.

Abb. 3. Viadukt zwischen der Andreas- und Krautstraße.



Nach dem unter Tit. IIa Nr. 39 J.-Nr. 1101 invent. Plane, nach Vervollständigung p. p. autographiert im März 1882 gez. Schröder.

Zu Abb. 2.

dem dichteren Zugverkehr auf der Seite der Stadtbahngleise stärker. Daraus erklärt sich, daß die Pfeiler meist über den in der Mitte angeordneten Nischen oder Durchgängen auseinanderrissen. Diese Erscheinungen zeigten sich hauptsächlich am Schlesischen Bahnhof, sowie rechts und links der Spree in der Nähe des Bahnhofs Bellevue und im Zuge der Lüneburger Straße (Abb. 6, 7 u. 8).

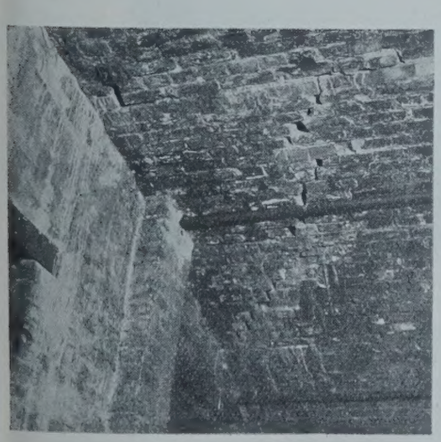


Abb. 4. Bogen 4 an der Andreasstraße Ankereisen zur Verankerung der Stirnmauern.

Abb. 5. Riß im Bogen 350 an der Lüneburgerstraße. Alte Ankereisen zur Verankerung d. Stirnmauern.

2. Art der Schäden.

Der nach unten gehenden ungleichmäßigen Pfeilerbewegung konnten die auf dem Pfeiler ruhenden eingespannten Bogen nicht entsprechend folgen. Demzufolge mußten starke Längs- und Querrisse entstehen, deren Länge zwischen 0,5 und 12 m schwankt. Die Risse in Richtung der Bahn sind in der Hauptsache Steinrisse und deuten auf die gewaltsame Bruchbildung hin. Während diese Risse als natürliche Trennungsfugen der Gewölbe angesehen werden können, sind die Risse senkrecht zur Bahnachse als eine natürliche Gelenkbildung anzusprechen (Abb. 9, 10 u. 11). Beobachtungen zeigten, daß in den entstandenen Kämpferfugen durch das Öffnen in der unteren Bogenleibung erhöhte Beanspruchungen in der oberen Leibung eintraten. Je nach der Güte des Mörtels rutschten dadurch Bogenteile 1 bis 2 cm vom Kämpfer ab, die für eine Kräfteverteilung kaum mehr in Frage kamen.

Zur Zerstörung der Pfeiler hat auch z. B. an der Adreasstraße und im Tiergarten die mangelhafte Entwässerung des Bahnkörpers unmittelbar durch die Pfeiler hindurch beigetragen. Die Abfallschächte waren in der Mitte des Bahnkörpers in die Achse des Pfeilers gelegt (Abb. 2) und mündeten in Tonrohrleitungen unter dem Boden ein, die nur zum Teil an die städtische Kanalisation angeschlossen waren. Da sich keine Einsteigeschächte vorfanden, konnte ein regelmäßiges Reinigen dieses Entwässerungsrohres und des anschließenden Abfallschachtes nicht vorgenommen werden. Zahlreiche Verstopfungen traten ein, die bewirkten, daß das Wasser in den Schächten hochstieg und die Pfeiler an angrenzenden Gewölbepartien durchnäßte. Im Winter traten starke Eisbildungen auf. Der eindringende Frost zerstörte das

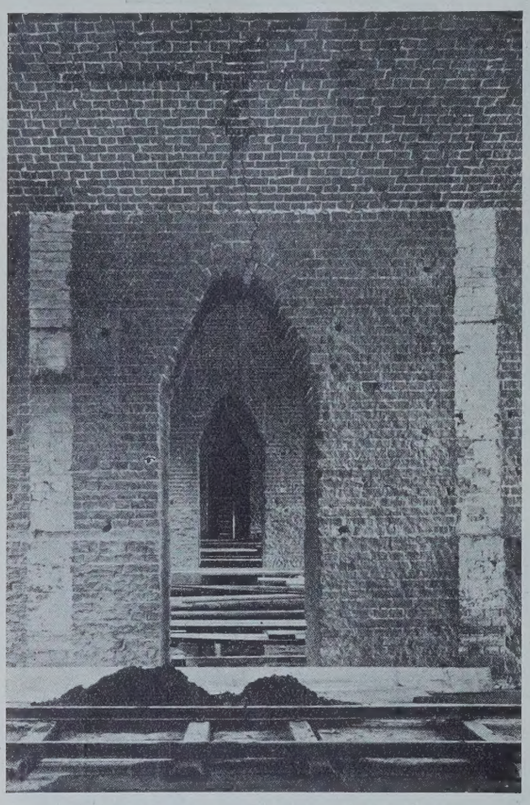


Abb. 6. Risse in Pfeilern und Gewölben Bogen Nr. 339—337 von Bogen Nr. 339 aus gesehen.

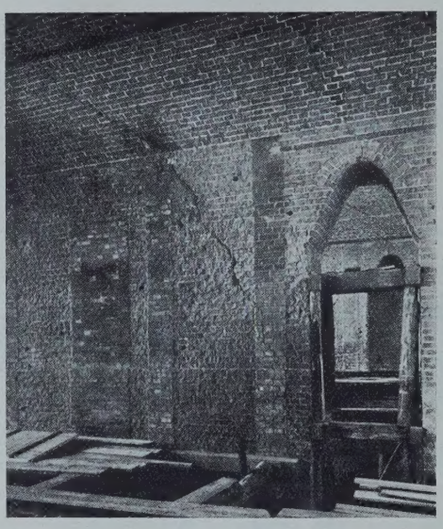


Abb. 7. Risse im Pfeiler zwischen Bogen Nr. 341 und 342 und im Gewölbe Bogen Nr. 341. Pfeiler- und Gewölbeflächen sind aufgerauht, Ankerlöcher und Trennungsfuge gebohrt.

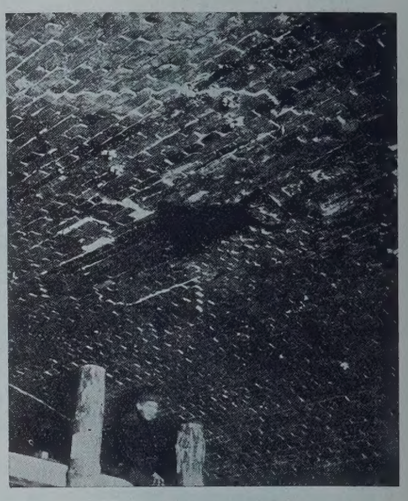


Abb. 9. Kreisförmig herausgebrochener Teil des Gewölbes im Bogen 409, der um rd. 2,5 cm heruntergesackt ist und durch ein Notgerüst abgefangen wird.

Abb. 10. Der Bogen bei Bahnhof Bellevue ist durch ein Lehrgerüst unterstützt.

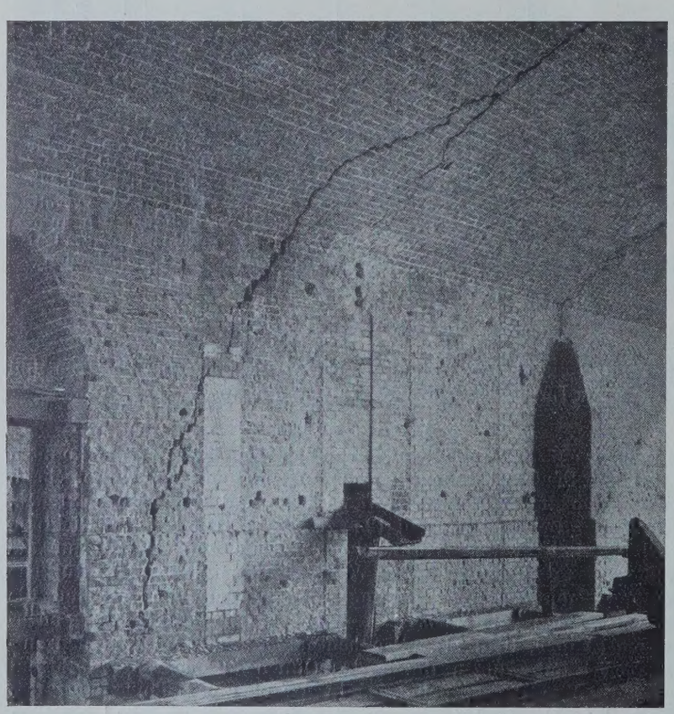


Abb. 8. Risse im Pfeiler zwischen Bogen Nr. 341 und 342 und im Gewölbe Bogen Nr. 342. Pfeiler- und Gewölbeflächen sind aufgerauht, Ankerlöcher und Trennungsfuge gebohrt.

Abb. 11. Derselbe Bogen bei Bahnhof Bellevue.

Mauerwerk, und das um so rascher, je mehr Risse vorhanden waren (Abb. 12, 13 u. 14).

Gleichzeitig mit der Rissebildung in den Gewölben konnte an diesen Stellen auch ein Reißen und Undichtwerden der Gewölbe-Abdichtung beobachtet werden. Die unter der Gleisbettung andrängenden Sickerwasser nahmen ihren Abfluß durch die undichten Stellen der Isolierung und begannen das an sich überbeanspruchte Mauerwerk auszulaugen. (Auf Abb. 15 ist das Durchsickern der Klebemasse der Isolierung zu erkennen, s. auch Abb. 12 bis 14). Infolge dieser Umstände trat oft ein völliges und plötzliches Ablösen einzelner Ziegelsteine und ganzer Mauerbrocken ein (Abb. 9). — Nicht ohne Einfluß auf die Standsicherheit der Pfeiler erscheint auch die Höhe des Grundwasserspiegels gewesen zu sein. Es wurde festgestellt, daß Veränderungen in der Höhe des Wasserspiegels vermehrte Rissebildungen hervorriefen, besonders dort, wo die Pfeiler auf leichteren Boden gegründet waren.

Als ein seitliches Auseinanderbrechen der Gewölbe hauptsächlich zwischen den Gleisen der Stadtbahn und Fernbahn trotz des Einziehens von Rundeisenankern und starken Ankerplatten immer mehr zunahm, ließ die Eisenbahnverwaltung die besonders beschädigten Bau-

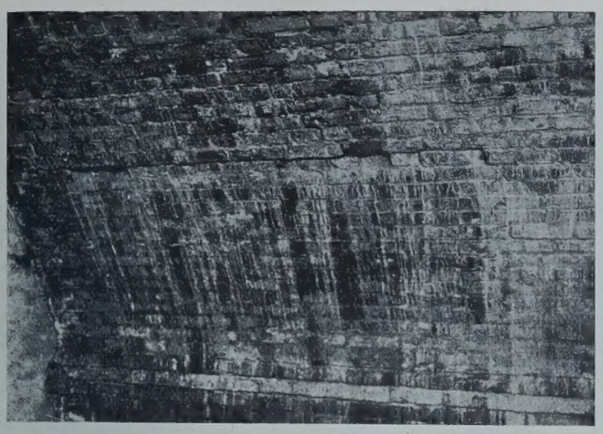


Abb. 12.
Bogen 4 an der Andreasstraße.

Abb. 13. Bogen 12 zwischen Andreas- und Krautstraße.

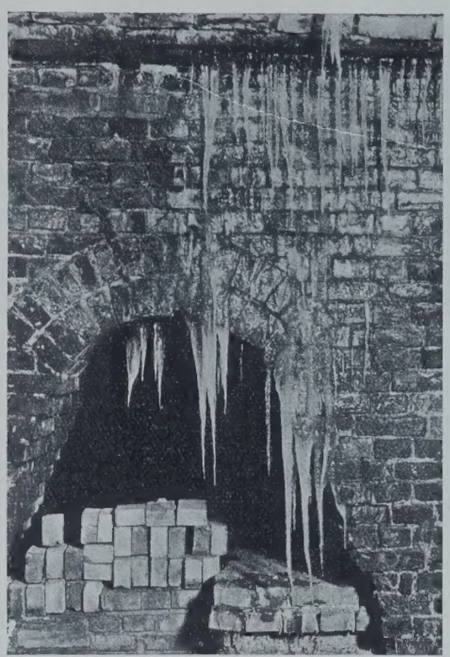


Abb. 14. Bogen 13 zwischen Andreas- und Krautsraße.

Abb. 15.

werkteile mit dem 20-t-Lastenzug nachrechnen, dessen Annahme wegen der dichten Zugfolge und Überfüllung der Stadtbahnzüge erforderlich war. Die danach im Kämpfer errechneten Spannungen ergaben Werte bis zu 19 kg/cm². Die Bodenbeanspruchungen stiegen bis 12,3 kg/cm².

Auf Grund der sorgfältig vorgenommenen Beobachtungen und der hieran angeschlossenen Vergleiche konnte man sich der Erkenntnis nicht verschließen, daß die aufgetretenen Schäden sich zum größten Teil auf die stark wechselnden Erschütterungen zurückführten. Diese setzten die gering bemessenen Gewölbe und Pfeiler in Schwingungen, die das Mauergefüge lockerten. Man erkannte, daß an den langgestreckten Bauwerken der Stadtbahn ähnliche Erscheinungen sich bemerkbar machten, wie sie bereits bei eisernen Brückenträgern anderwärts festgestellt worden sind. Infolge unzähliger Wiederholung starker Zug- und Druckkräfte tritt allmählich eine Art Ermüdung des Baustoffes ein, die eine Erneuerung bezw. Verstärkung der Konstruktionsglieder erfordert. Nur auf diese Weise lassen sich die auffallenden, an der Stadtbahn an den verschiedenen Stellen mit einem Male fast gleichzeitig eintretenden Zerstörungen erklären.

Aus diesen Erscheinungen geht hervor, daß man vorläufig mit weiteren Rissebildungen auch an solchen Stellen der Stadtbahn wird rechnen müssen, die bisher keine Beschädigungen aufwiesen. Außerdem ergibt sich die interessante Folgerung, daß man bei Bauwerken, die einen der Stadtbahn ähnlichen Eisenbahnverkehr zu bewältigen haben, nicht allein auf die mittels der Statik ermittelten kleinsten Bauwerkquerschnitte sehen darf, sondern daß es sich bei dem Entwerfen solcher Bauwerke auch darum handeln wird, die nötigen Massen in das Bauwerk zu bringen, damit die infolge der andauernden Radstöße einsetzenden Schwingungen durch die Gewichte des Mauerwerks ihren schädigenden Einfluß auf die Bauwerkteile verlieren.

Auf jeden Fall war unter diesen Umständen an eine dauerhafte Erhaltung der beschädigten Stadtbahnbogen mit den bisher angewandten, einfachen, behelfsmäßigen Mitteln nicht zu denken. Trotz der nach dem Kriege gebotenen Sparsamkeit ließ sich eine umfassende Inangriffnahme der Wiederinstandsetzungsarbeiten nicht mehr hinausziehen.

III. Entwurfsbearbeitung.

1. Vergleich der verschiedenen Lösungen.

Bei der Verstärkung und Ausbesserung der gemauerten Stadtbahnbogen mußte sich unter diesen Verhältnissen das Hauptaugenmerk darauf richten, bei vollständiger Erhaltung des Eisenbahnbetriebes während der Bauausführung die verschiedenen dynamischen Wirkungen der Stadt- und Fernbahn klar zu trennen, die übermäßigen Bodenpressungen unter den Pfeilern auszuschalten und die schadhafte Abführung des Sammelwassers über den Gewölben zu beseitigen.

Um die Jahreswende 1921/22 trat das Betriebsamt I in Berlin mit einem Vorschlag an eine Anzahl Baufirmen heran und forderte sie auf, für die Sicherung der besonders gefährdeten Stadtbahnbogen 4 und 5, die an der Andreasstraße in der Nähe des Schlesischen Bahnhofes zwischen hohen Gebäuden eingebaut lagen, Kostenangebote abzugeben und ihrerseits Vorschläge zu machen. Zunächst ergaben sich zwei grundsätzlich verschiedene Ausführungsmöglichkeiten.

Der Vorschlag des Betriebsamts ging darauf hinaus, die bestehenden Pfeiler und Bogen zu verstärken und die Fundamente durch auskragende Eisenbetonkonsolen, die klauenartig unter die Pfeiler greifen, zu verbreitern.[4]) Die andere

[4]) Bericht über die XVII. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, 5., 6. und 7. März 1914, S. 173.

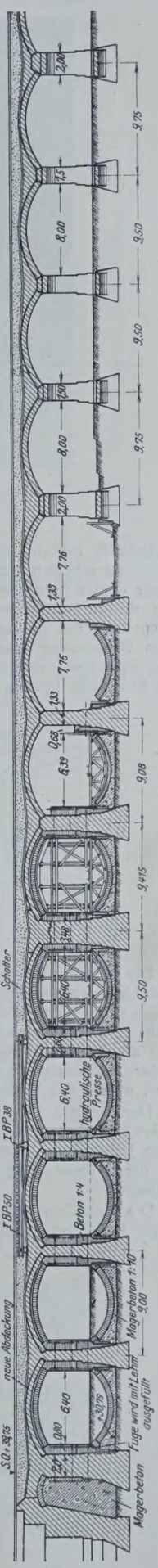


Abb. 16. Arbeitsvorgang zur Instandsetzung der Bogen und Pfeiler.

Abb. 17. Verankerung der Pfeilerverstärkung.

Möglichkeit bestand darin, eine durchgehende Grundplatte für die Pfeiler zu schaffen oder durch Entfernung der Gewölbe den Bahnkörper derart umzugestalten, daß an Stelle des Viaduktes ein beiderseits durch Stützmauern begrenzter Erddamm tritt. Ein bloßes Ausspritzen des Mauerwerks mit Zementmörtel und eine nur teilweise Erneuerung kam angesichts der starken Betriebslasten nicht mehr in Frage. Versuche damit haben gezeigt, daß dieses Verfahren sich hier nicht bewährt.

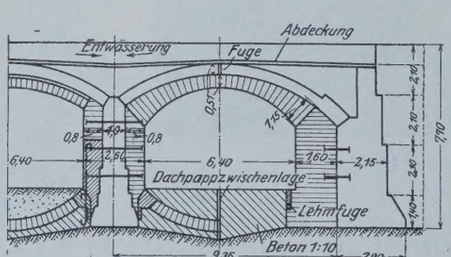


Abb. 20. Ausführung der Endwiderlager.

Die Anordnung von Futtermauern konnte nicht zur Ausführung empfohlen werden, weil diese Bauart eine weitere Benutzung der Räume unter den Gewölben ausschloß, auf die bei der Raumnot in Berlin unbedingt zu achten war. Zudem ließ sich diese Bauweise nicht an denjenigen Stellen der Stadtbahn durchführen, die nicht, wie an der Andreasstraße eingebaut, sondern wegen des Straßenbildes bezw. wegen des Verkehrs offen zu halten waren.

Der andere Entwurfsgedanke, die bestehenden Fundamente, Pfeiler und Bogen zu verstärken, war für die Bogen und Pfeiler durch Hinzufügen neuer Teile nicht unschwer durchzuführen, dagegen war die Verbreiterung der Fundamente nicht in so einfacher Weise zu lösen.

Die Ausführung der Eisenbetonkonsolen erweckte in diesem Falle starke Bedenken, weil dem Bauwerk die Gefahr drohte, daß die

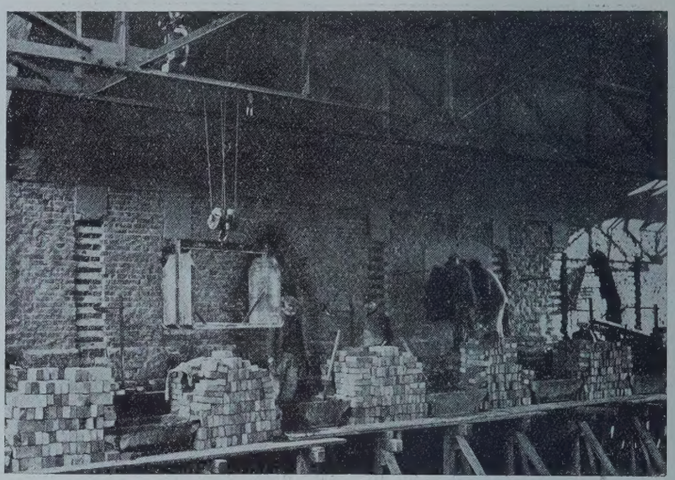


Abb. 18. Verzahnung im alten Bauwerk.

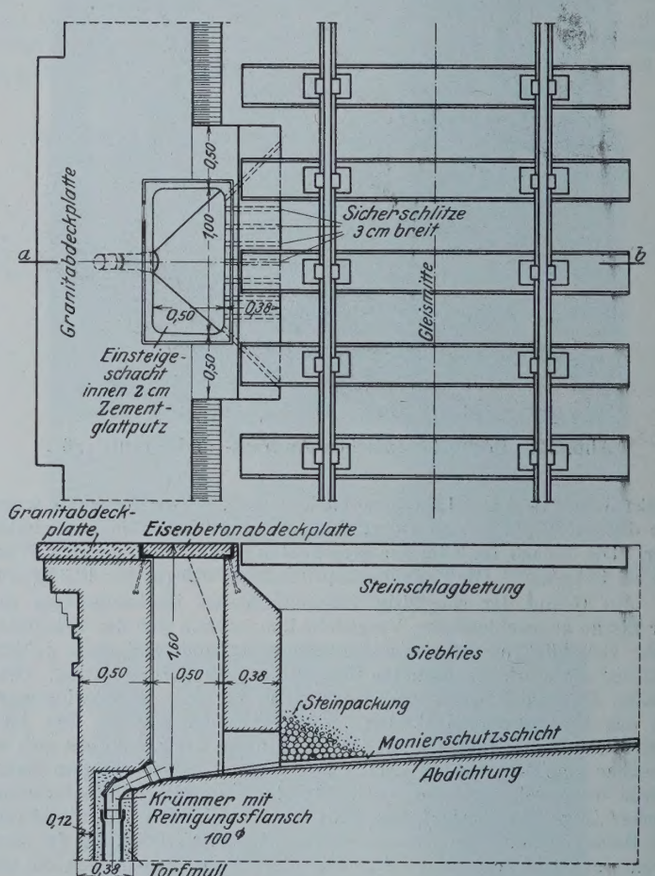


Abb. 21a.

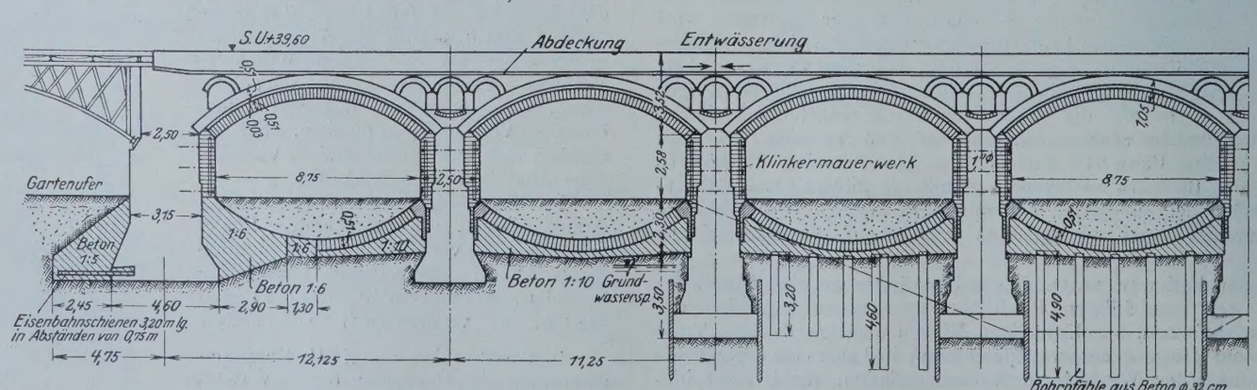
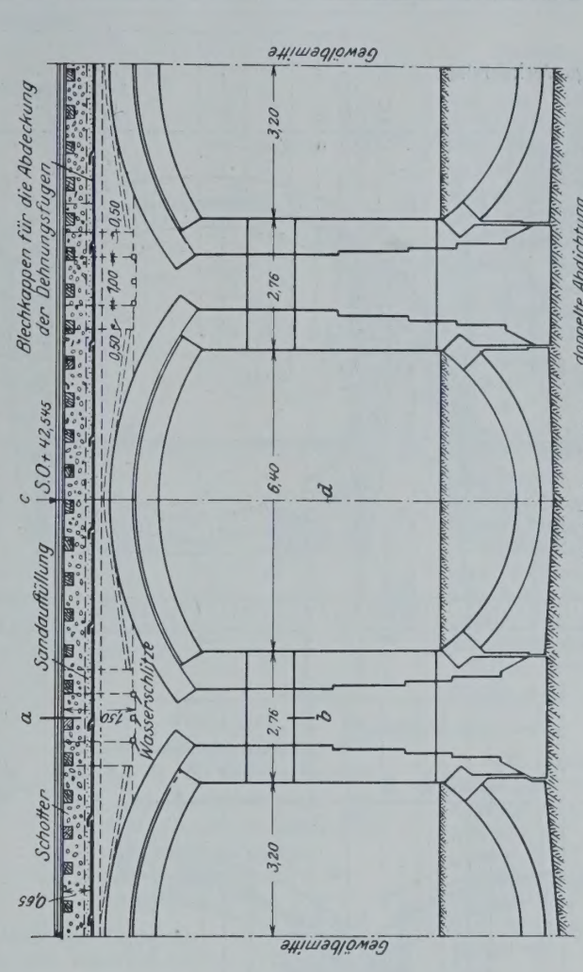
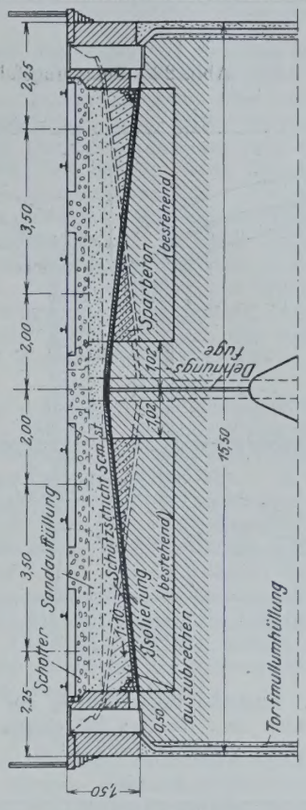


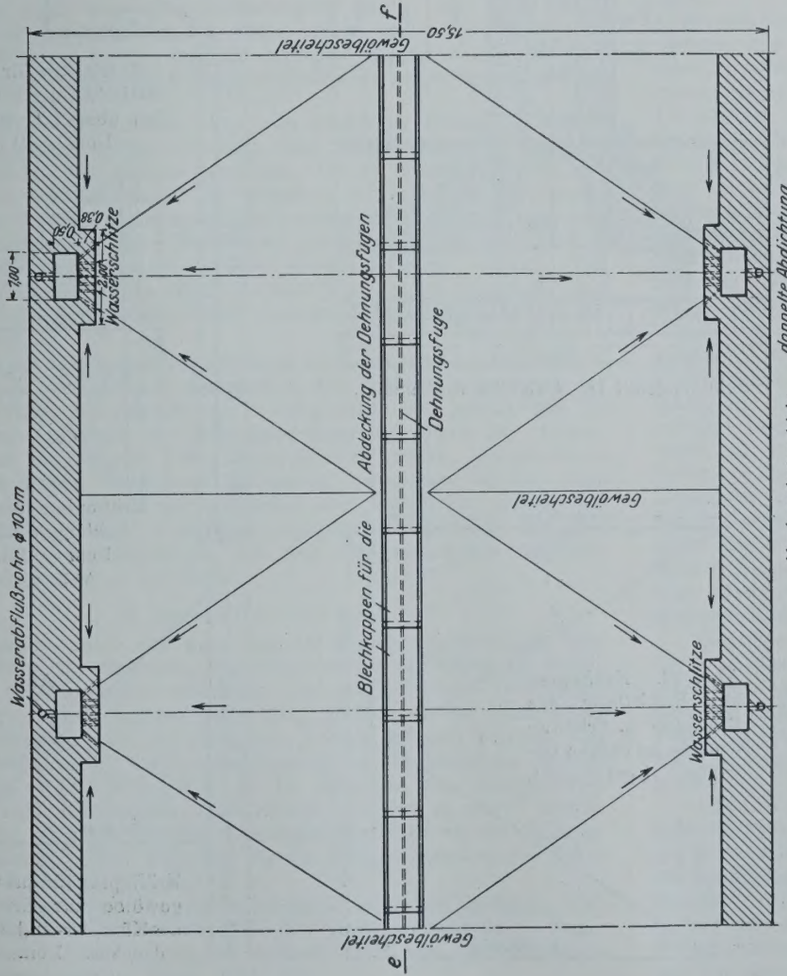
Abb. 19. Ausbildung der Endwiderlager. Längenschnitt in der Bahnachse.

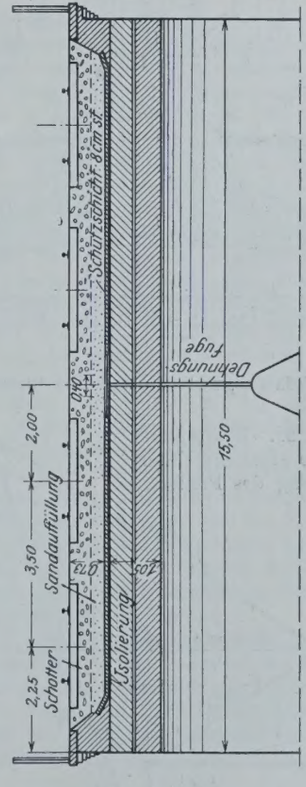




Schnitt a—b.

Abb. 21. Darstellung der Entwässerung.





Schnitt c—d.

Abb. 21. Wagerechter Schnitt mit Draufsicht auf die Gewölbe.

Abb. 22. Belastungsfall III. Einseitige Verkehrslast.

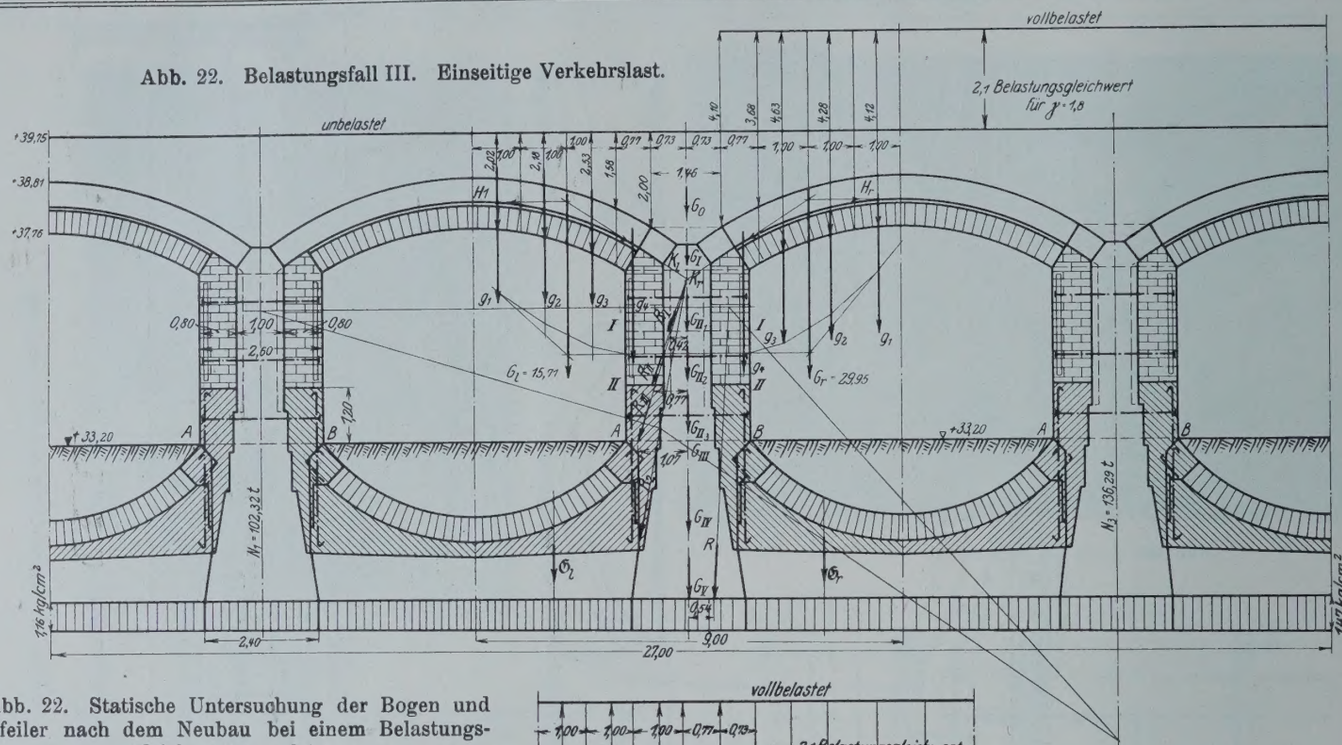
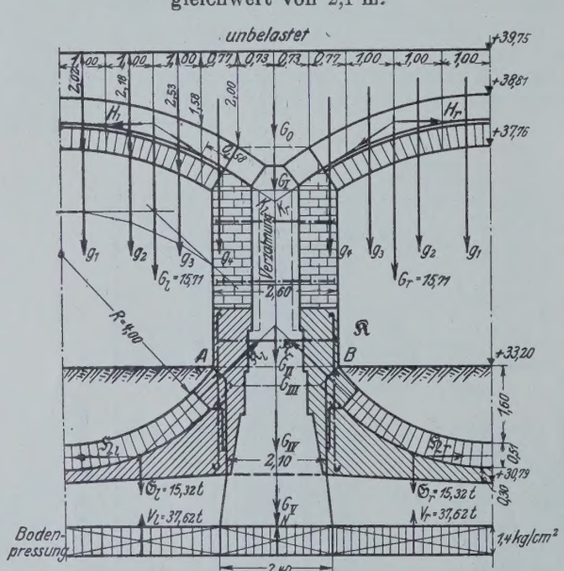
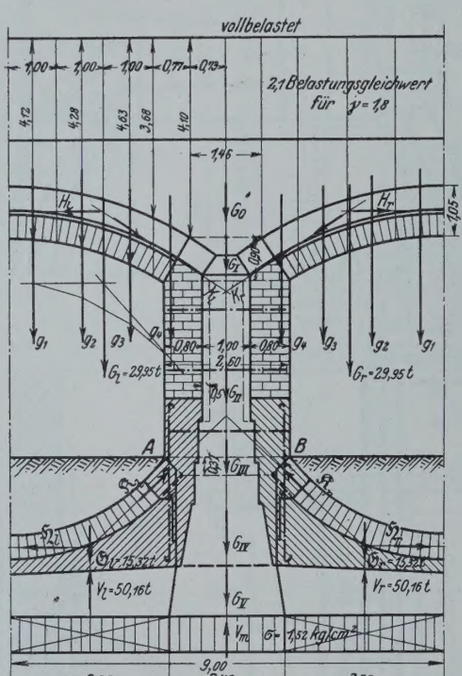


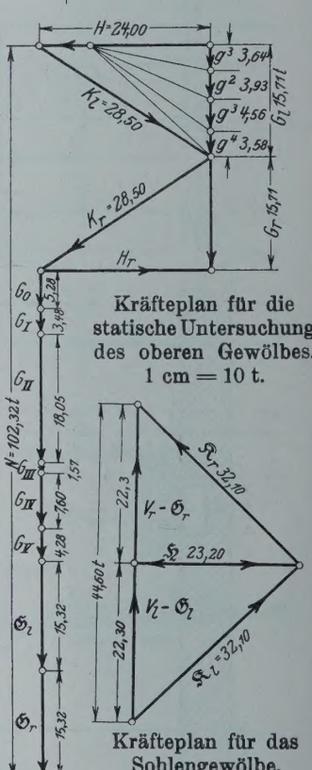
Abb. 22. Statische Untersuchung der Bogen und Pfeiler nach dem Neubau bei einem Belastungsgleichwert von 2,1 m.



Belastungsfall I. Gewölbe unbelastet.



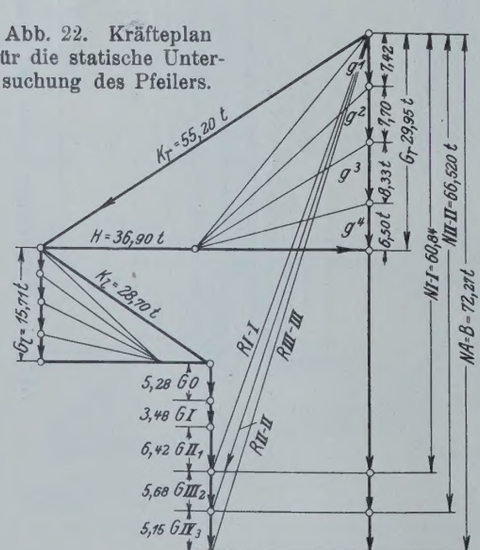
Belastungsfall II. Gewölbe vollbelastet.



Kräfteplan für die statische Untersuchung des oberen Gewölbes. 1 cm = 10 t.

Kräfteplan für das Sohlengewölbe. 1 cm = 10 t. Abb. 22.

Abb. 22. Kräfteplan für die statische Untersuchung des Pfeilers.



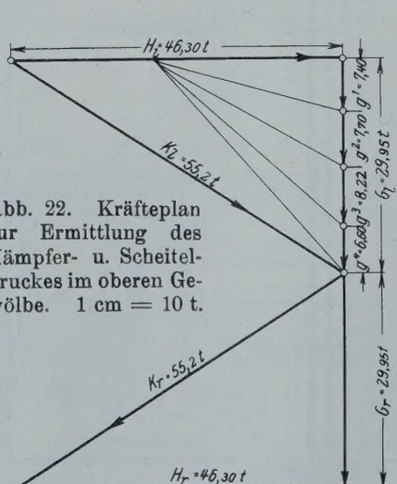


Abb. 22. Kräfteplan zur Ermittlung des Kämpfer- u. Scheiteldruckes im oberen Gewölbe. 1 cm = 10 t.

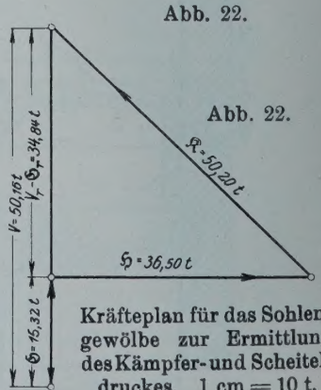


Abb. 22.

Kräfteplan für das Sohlengewölbe zur Ermittlung des Kämpfer- und Scheiteldruckes. 1 cm = 10 t.

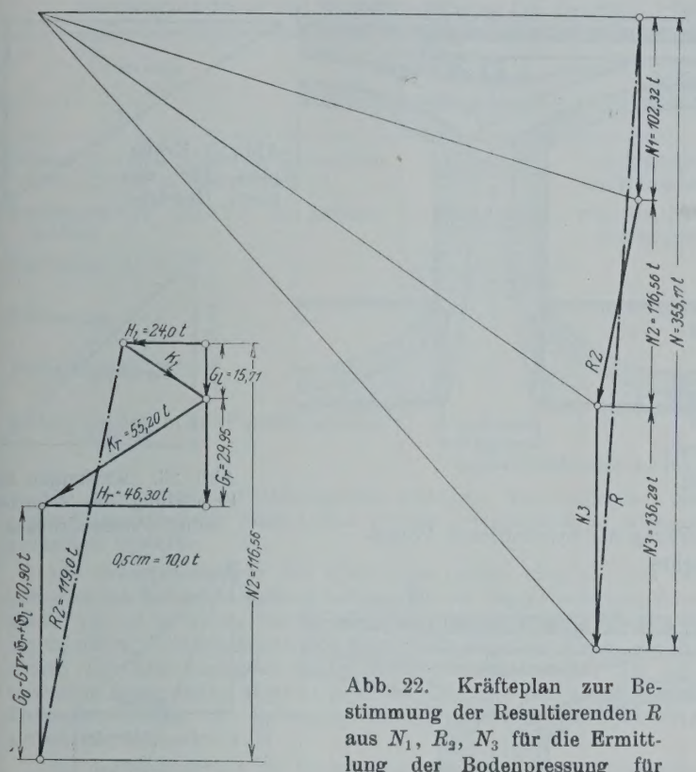


Abb. 22. Kräfteplan für die Bestimmung der Resultierenden des Pfeilers II = R_2. 1 cm = 20 t.

Abb. 22. Kräfteplan zur Bestimmung der Resultierenden R aus N_1, R_2, N_3 für die Ermittlung der Bodenpressung für den Fall einseitiger Belastung durch Verkehrslast. 1 cm = 40 t.

Pfeiler für die Zeit der Bodenausschachtung und Unterwühlung noch mehr als bisher Setzungen erleiden würden. Es blieb deshalb nur noch diejenige Ausführungsart übrig, die eine durchgehende Bodenplatte für die Pfeiler schuf und ermöglichte, daß die sämtlichen Arbeiten ohne die geringste Einschränkung des über die Viadukte weglaufenden Eisenbahnbetriebes vorgenommen werden konnten.

Durch die Anordnung einer von Pfeiler zu Pfeiler reichenden Fundamentplatte wurden allerdings mehr Massen in das Bauwerk gebracht als bei den anderen Lösungen. Dieser Umstand erwies sich jedoch bei der Schlankheit der einzelnen Bauwerksteile als Vorzug, indem die Schwingungen abgedämpft und einer künftigen Steigerung der Betriebslasten keine Schranken gezogen wurden. Außerdem durften die Bodenpressungen sehr niedrig gehalten werden. Der ganze Stadtbahnviadukt erhält dadurch eine solche Festigkeit, daß er den Betriebsansprüchen der nächsten Jahrzehnte sicherlich genügen wird.

Zunächst schien für die Ausbildung der durchgehenden Fundamentplatte eine durchgehende Eisenbetonplatte mit Verstärkungsrippen das Gegebene. Bei der näheren Prüfung zeigte sich jedoch, daß die Rippen zur Aufnahme der Biegungsspannungen durch den Bodendruck eine beträchtliche Höhe hätten erhalten müssen. Da die Oberkante der Rippen nicht über Bodenhöhe herausragen durfte, wäre die Gründung dadurch tief geworden und an einigen Stellen ins Grundwasser geraten. Außerdem erschien es schwierig, die Verbindung der Eisenbetonplatte mit dem Ziegelmauerwerk der alten Pfeiler einwandfrei zu verbinden.

2. Gewählter Entwurf.

Es wurde daher der Vorschlag der Tiefbauunternehmung Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, angenommen, der die Pfeiler auf durchgehende Sohlengewölbe abstützte, die eine flachere Gründungsmöglichkeit, eine raschere Herstellung und durch die Vermeidung jeglicher Eiseneinlagen die geringsten Kosten mit sich brachte. Der eingereichte Entwurf wurde auf Anregung des Betriebsamtes I seitens der Firma Grün & Bilfinger A.-G. in statischer und konstruktiver Hinsicht aufs gründlichste umgearbeitet, um ihn in seiner endgültigen Form nicht nur für die Verstärkungsarbeiten an der Andreasstraße, sondern auch weiterhin für die übrigen Strecken der Stadtbahn verwenden zu können.

Die Einzelheiten des der Ausführung zugrunde gelegten Entwurfes gehen aus der Zeichnung für den Arbeitsvorgang der 13 Bogen bei Bahnhof Bellevue hervor, an welcher Stelle 8 m weit gespannte Bogen instandzusetzen waren (Abb. 16).

Danach wird vor allem das bestehende Gewölbe durch Unterziehen eines zweiten, 51 cm starken Gewölbes verstärkt und damit auf eine Gesamtstärke von 1,05 m gebracht. Die zwischen den beiden Gewölben entstehende Fuge wird unter Verwendung von besonderen Formsteinen mit Verzahnung gemauert und mit Zementmörtel ausgefüllt, so daß im Endzustande beide Gewölbe als eine einheitliche Tragkonstruktion anzusprechen sind. Die neuen Bogen sind mit Klinkern gemauert und setzen sich auf 68 cm breite Pfeilerverstärkungen, die sich gleichmäßig auf beiden Seiten des Pfeilers befinden und je nach der Beanspruchung aus Eisenbeton oder Klinkermauerwerk bestehen. Die Verwendung von Beton wurde im aufgehenden Mauerwerk möglichst eingeschränkt, um bei der ständigen Vibration des ganzen Bauwerks durch den starken Eisenbahnbetrieb die Menge des abzubindenden Materials so gering wie möglich zu halten.

Die innige Verbindung des neuen Pfeilermauerwerks mit dem alten wird durch quer durch die Pfeiler gesteckte Eisenanker gewährleistet. Außerdem wurde die gesamte Berührungsfläche des alten Mauerwerks maschinell aufgerauht und gemäß Abb. 17 u. 18 in regelmäßigen Abständen senkrechte, schwalbenschwanzförmige Verzahnungen angebracht, in die das neue Mauerwerk eingreift.

Diese neue Pfeilerummantelung stützt sich gegen das Sohlengewölbe, das in einer Stärke von 51 cm aus Klinkern hergestellt ist. Damit der Bodendruck sich gleichmäßig auf den Erdboden verteilt, erhält das Sohlengewölbe eine Unterlage aus Magerbeton (im Mischungsverhältnis 1 : 10). Der Beton hat die weitere Aufgabe zu erfüllen, gewisse während der Bauausführung auftretende wagerechte Kräfte an die übrigen Pfeiler weiterzuleiten.

Endpfeiler.

Die fortlaufende Reihe der Sohlengewölbe wird durch die Widerlager der anschließenden Straßen- oder Wasserlaufüberführungen begrenzt. Die Überleitung der wagerechten Kräfte der Sohlengewölbe auf die Widerlager erforderte eine besondere Ausbildung des Anschlusses. Der Übergang wurde so ausgebildet, daß am Endfelde ein einhüftiges Sohlengewölbe zur Anwendung kommt, an dessen Scheitel eine wagerechte Betonplatte angebracht ist, die sich gegen den Widerlagerkörper abstützt. Zur Vermehrung der Reibung am Boden wird die Platte durch aufgebrachten Boden oder Beton belastet.

Die Aufnahme der wagerechten Schübe der oberen Gewölbe erforderte eine verschiedene Behandlung, je nachdem ein freistehendes oder hinterfülltes Widerlager vorlag. Das freistehende Widerlager konnte gegen die Straße zu meist durch Anfügung eines neuen Mauerkörpers für die auftretende wagerechte Kraft standsicher gemacht werden. War dagegen das Widerlager mit Boden hinterfüllt, so konnte — wenn man von der teuren Ausführung eines Stollens hinter dem Widerlager absehen wollte — die Verstärkung des Widerlagers nur im Endfelde selbst durch Vorlagerung von neuen Bauwerkmassen stattfinden und der Schub des über das Endfeld gehenden neuen oberen Gewölbes durch Verringerung der Spannweite und Vermehrung des Gewölbestichs herabgesetzt werden. Die näheren Einzelheiten gehen aus den Abbildungen hervor (Abb. 19 u. 20).

Um zu erreichen, daß die von oben kommenden auf den Pfeiler wirkenden Eigengewichts- und Verkehrslasten nicht bloß dem alten Pfeilerfundament zugeführt werden, sondern sich möglichst gleichmäßig auf die ganze Bodenfläche der Pfeiler und der neuen Sohlengewölbe verteilen, und daß der Boden unter den bestehenden Pfeilern durch die Mitwirkung der Sohlengewölbe entlastet wird, wird das Sohlengewölbe vor Fertigstellung in einer neuartigen Weise unter eine künstliche Vorspannung gesetzt, derart, daß jedes Sohlengewölbe nach seiner Herstellung mit einer bestimmten Kraft auf den Erdboden gepreßt und mit dieser Vorspannung an den alten Pfeiler angeschlossen wird. Dieses Verfahren, das sich sehr gut bewährt hat und später noch näher geschildert werden soll, wurde seitens der Firma Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, eingehend durchgebildet.

Zur Trennung der Stadt- und Fernbahnhälfte wird in den neuen Teilen — oberes und Sohlengewölbe — Pfeilerverstärkung in der Mitte einer Fuge angeordnet. Der alte als einheitlich ganzes Bauwerk hergestellte Viadukt wird vorher durch Anbohren in der Achse des Bauwerks so geschwächt, daß bei etwaigen späteren Setzungen der einen oder anderen Hälfte Risse nur in der gewollten Fuge entstehen können.

Hand in Hand mit der Verbesserung der Stadtbahn im Unterbau geht die Erneuerung der Abdeckung der oberen Gewölbe. An Stelle der Entwässerung durch die Pfeiler nach innen geschieht die Abführung des Sammelwassers nach außen durch die Stirnmauer des Bahnkörpers hindurch, von wo das Wasser in leicht zugänglichen gußeisernen Rohren den entlang des Stadtbahnviaduktes verlegten, unterirdischen Tonrohrleitungen zugeführt wird, die zwecks Reinigungsmöglichkeit mit Einsteigeschächten versehen sind (Abb. 21).

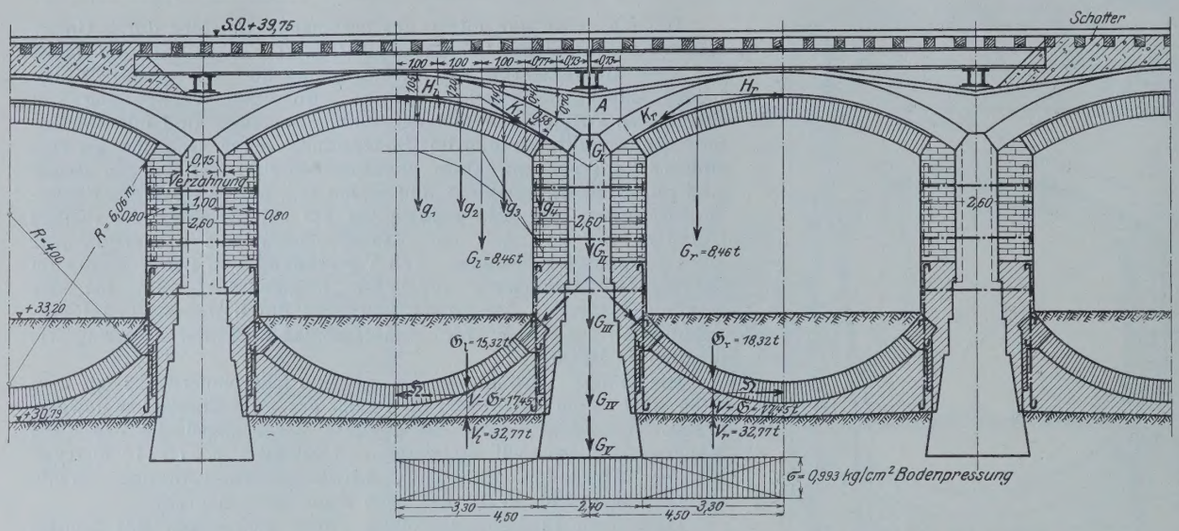


Abb. 23. Statische Untersuchung der Sohlengewölbe unter der Einwirkung der hydraulischen Presse. Ermittlung des erforderlichen Pressendruckes.

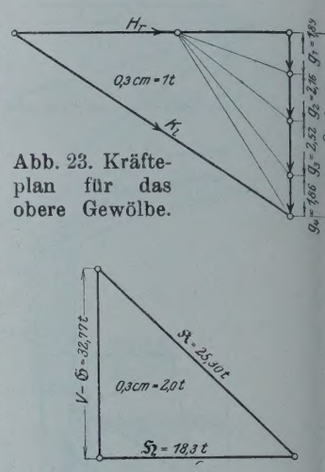


Abb. 23. Kräfteplan für das obere Gewölbe.

Abb. 23. Kräfteplan zur Ermittlung des erforderlichen Pressendruckes.

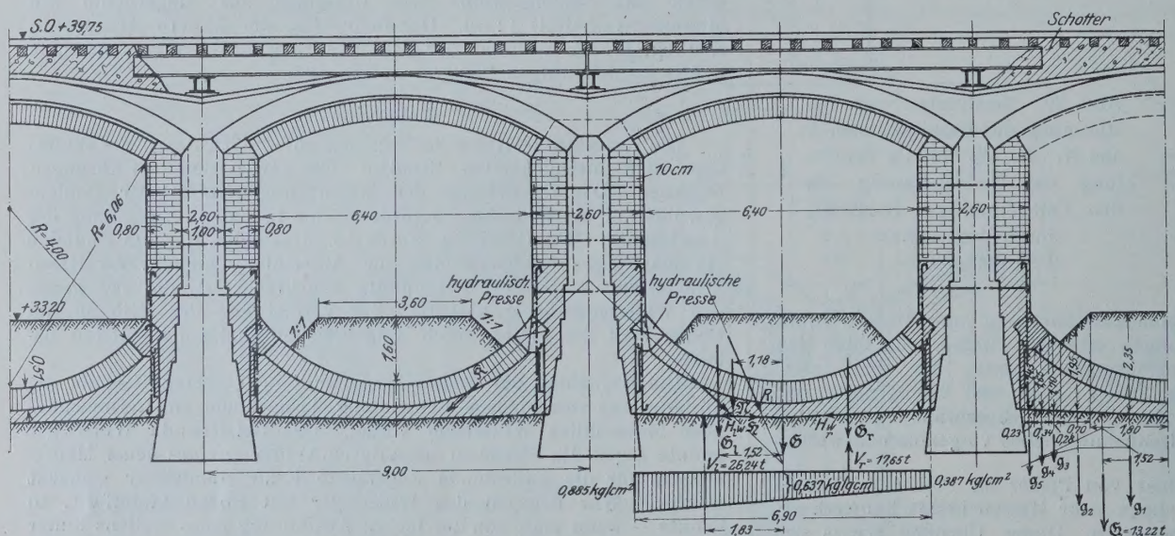


Abb. 23. Statische Untersuchung der Sohlengewölbe für den Pressendruck $R = 25{,}3$ t.

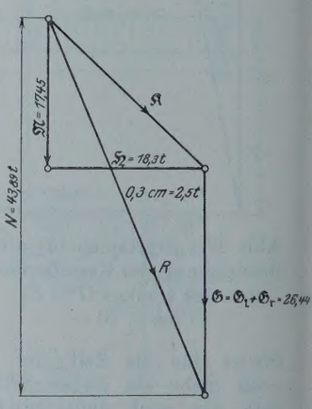


Abb. 23. Kräfteplan zur Ermittlung der Resultierenden am Sohlengewölbe.

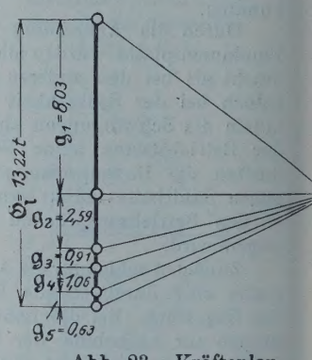


Abb. 23. Kräfteplan zur Ermittlung der Lage von G_1. 0,6 cm = 2 t.

Die Gewölbeabdeckung besteht aus zwei Lagen Tektolith auf Zementglattstrich. Die unterste Lage wird lose auf dem hergestellten Glattstrich mit etwa 10 cm überdeckten Stößen aufgelegt. Hierauf wird die zweite Lage mit versetzten Stößen aufgeklebt. Das Aufkleben der untersten Schicht unterbleibt, weil die Erfahrung gelehrt hat, daß die auf die Unterlage festgeklebten Isolierungen leichter mitreißen als die nicht aufgeklebten. Das ist auch erklärlich. Die zwischen den Körpern eingespannte Dichtung erfordert vom Standpunkte der Abdichtungstechnik kein Aufkleben. Durch das Aufkleben wird eine größere Sicherheit gegen Wasserdurchlässigkeit nicht erzielt sondern nur eine Gefahr zum Reißen der Dichtung geschaffen. Es ist beobachtet worden, daß beim Reißen der Unterlage und auch der über der Dichtung befindlichen Schutzschicht bei nicht aufgeklebter Dichtung eine Dehnung der Dichtungshaut stattfand. Es ist erkannt worden, daß die Dichtungshaut als vollständig selbständige Schicht zwischen der Unterlage und der Schutzschicht ruhen muß. Die Tektolithabdeckung wird durch eine 5 cm starke Monierschicht gegen Beschädigungen durch Eindrücken der Überschüttung geschützt. Die alte aus Ziegeln bestehende Schutzschicht der zwei Filzpapplagen hatte sich nicht bewährt; die Ziegel waren im Laufe der Zeit in die Isolierschicht eingedrückt worden und hatten sie an den Auflagerstellen brüchig gemacht.

3. Bemerkung zur statischen Berechnung.

Die statische Berechnung der Gewölbe, Pfeiler und Sohlengewölbe des endgültigen Zustandes wurde durchgeführt für den Lastenzug E, dessen Belastungsgleichwert von 2,1 m Belastungshöhe für $\gamma = 1{,}8$ t f. 1 m³ Überschüttung einer Belastung von 3,78 t/m² entspricht. Gegenüber der Belastungshöhe von 0,8 m bei der Erbauung der Stadtbahn bedeutet dieser Wert eine Erhöhung um 163 %; er gibt einen Begriff, in welch gewaltigem Maße die Verkehrsbelastung der Berliner Stadtbahn in den Jahren 1882 bis heute angewachsen ist.

Für die spezifischen Gewichte der einzelnen Bauteile wurde zu grunde gelegt:

Mauerwerk der oberen Gewölbe	1,8 t/m³
Ausfüllung und Schotter .	1,8 „
Pfeilermauerwerk im Mittel	1,8 „
Beton und Klinker . . .	1,9 „
Sohlengewölbe mit Betonunterlage	1,9 „

Die Art der statischen Berechnung geht aus Abb. 22 hervor. Als Beispiel wird ein Bogen von 8 m früherer Spannweite in der Nähe des Bahnhofs Bellevue herausgegriffen. Die übrigen Gewölbespannweiten, hauptsächlich in den Maßen 8 bis 10 m, wurden in ähnlicher Weise untersucht.

Die statische Untersuchung der Gewölbe wurde nach der Stützlinientheorie für die Grenzfälle des unbelasteten und vollbelasteten Gewölbes vorgenommen. Da die verstärkten Pfeiler nach ihrer Instandsetzung und nach dem Einziehen der Sohlengewölbe keine große Höhe mehr aufweisen, dürfen sie als vollkommen starr angesehen werden. Die Gewölbestützlinie wird demgemäß, wie bei einem Dreigelenkbogen, sowohl in den Kämpferfugen als auch in der Scheitelfuge durch die Fugenmitte gehend angenommen.

Gemäß der nebenstehenden Zusammenstellung bleiben die Beanspruchungen in den Gewölbefugen innerhalb der zulässigen Grenze.

Die Pfeiler wurden in gleicher Weise für die in Betracht kommenden Belastungsfälle untersucht, d. h.

1. beide anschließenden Gewölbe unbelastet,
2. ein anschließendes Gewölbe voll belastet,
3. beide anschließenden Gewölbe voll belastet.

Zusammenstellung der Beanspruchungen der Gewölbe, Pfeiler und Fundamentsohlen für die verschiedenen Belastungsfälle.

	Zulässige Beanspruchung	Belastungsfall I ohne Verkehrslast	Belastungsfall II Vollbelastung durch Verkehrslast	Belastungsfall III Einseitige Verkehrslast
Oberes Gewölbe (Ziegel in Kalkmörtel und Klinker in Zementmörtel)	10 kg/cm²	im Scheitel $\sigma = 2{,}28$ kg/cm² im Kämpfer $\sigma = 2{,}72$ kg/cm²	im Scheitel $\sigma = 4{,}40$ kg/cm² im Kämpfer $\sigma = 5{,}26$ kg/cm²	im Scheitel $\sigma = 4{,}40$ kg/cm² im Kämpfer $\sigma = 5{,}26$ kg/cm²
Sohlengewölbe (Klinker in Zementmörtel)	35 kg/cm²	im Scheitel $\sigma = 4{,}54$ kg/cm² im Kämpfer $\sigma = 6{,}30$ kg/cm²	im Scheitel $\sigma = 7{,}15$ kg/cm² im Kämpfer $\sigma = 9{,}85$ kg/cm²	liegt zwischen den Werten aus Belastungsfall I und II
Pfeilerfuge A—B	$\sigma_e = 750$ kg/cm² $\sigma_b = 30$ kg/cm²	$\sigma = 2{,}24$ kg/cm²	$\sigma = 3{,}54$ kg/cm²	$\sigma_e = 356{,}9$ kg/cm² $\sigma_b = 20{,}8$ kg/cm²
Pfeilerfuge I—I	.	.	.	$\sigma_{max} = 4{,}6$ kg/cm² $\sigma_{min} = 0{,}07$ kg/cm² Druck
Pfeilerfuge II—II	.	.	.	$\sigma_{max} = 7{,}12$ kg/cm² Druck $\sigma_{min} = 2{,}00$ kg/cm² Zug
Bodenpressung in der Fundamentsohle	Zugelassen 2,5 kg/cm²	$\sigma = 1{,}14$ kg/cm²	$\sigma = 1{,}52$ kg/cm²	$\sigma_{max} = 1{,}47$ kg/cm² $\sigma_{min} = 1{,}15$ kg/cm²

Im ungünstigsten Belastungsfalle wirkt auf den Pfeiler der gesamte Unterschied der Bogenkräfte der als Dreigelenkbogen wirkend gedachten Gewölbe.

Die Beanspruchungen der Pfeilerfugen gehen ebenfalls aus der vorstehenden Zusammenstellung hervor. Wo die Zugspannungen größer als 2,0 kg/cm² auftraten, ist die Pfeilerverstärkung mittels Eisenbeton durchgeführt. Die Sohlengewölbe wurden in ähnlicher Weise wie die oberen Gewölbe nach der Stützlinientheorie untersucht. Die auftretenden Spannungen ergeben sich ebenfalls aus der vorgenannten Zusammenstellung. Als Belastung wirkt der unter den Sohlengewölben auftretende Bodendruck.

Bei der Bestimmung der Bodenpressungen, die in der Zusammenstellung des näheren aufgeführt sind, wurde von der Annahme ausgegangen, daß es sich um eine durchgehende Fundamentplatte handelt, auf die die gesamte Pfeilerlast wirkt und die den Bodendruck stetig verteilt. Diese Annahme ist berechtigt, weil die Sohlengewölbe gemäß dem früheren Hinweise durch künstliche Vorspannung auf den Boden angepreßt und in vorzüglicher Weise zu einem einheitlichen Ganzen verbunden sind. Bei symmetrischer Belastung des Pfeilers genügt zur Ermittlung der Bodenpressung, die Belastung eines Pfeilers auf eine Fundamentplatte von 9 m Länge anzunehmen (Abb. 23). Bei unsymmetrischer Belastung ist es zweckmäßig, nicht nur die eines Pfeilers, sondern auch den Einfluß der Nachbarpfeiler mit zu berücksichtigen, d. h. die Fundamentplatte für drei Pfeiler in einer Länge von $3 \times 9 = 27$ m zu untersuchen.

IV. Ausführung der Instandsetzungsarbeiten.

1. Verwendete Baustoffe.

Angesichts der ständigen Erschütterungen durch den über die Stadtbahn Tag und Nacht hinweglaufenden Eisenbahnbetrieb mußte die Verwendung von Beton mit seiner langen Erhärtungszeit möglichst eingeschränkt werden. Er wurde daher nur verwendet für die Unterlagen der Sohlengewölbe oder an Stellen, wo er als Eisenbeton zur Aufnahme von Zugspannungen unerläßlich ist, aber auch hier nur an Stellen, wo die Verkehrslasten nicht unmittelbar einwirken. Zur Herstellung des Betons wird Rüdersdorfer Zement, der durch die

Abb. 24. Abstemmen mittels Preßluft der alten Dichtung der Stadtbahngewölbe unter den Betriebsgleisen.

Abb. 25. Aufbringen der neuen Abdichtung.

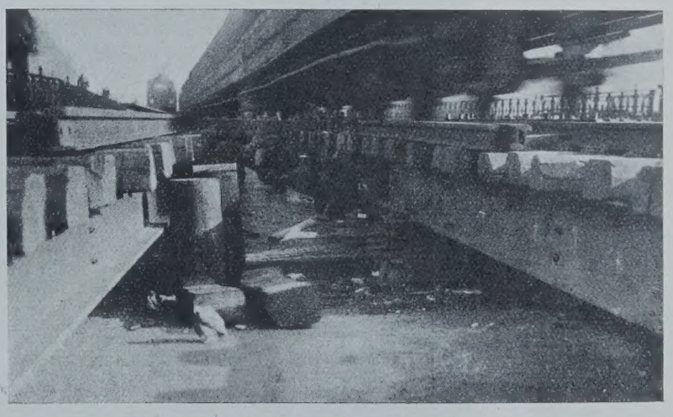


Abb. 26. Aufbringen der neuen Abdichtung.

Abb. 27. Aufbringen der Monierschutzschicht.

Eisenbahnverwaltung beschafft wird, benutzt, der Kies und Sand kommt aus Gruben in der Nähe von Niederfinow und Oderberg-Bralitz oder aus der Magdeburger Gegend. Für einzelne Bauteile, z. B. unter

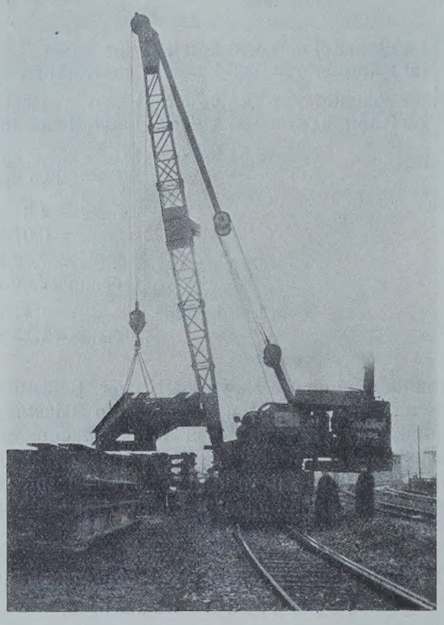


Abb. 28. Auslegerkran (Dampfbetrieb).

und neben den hydraulischen Pressen, oberes Gewölbe, wird hochwertiger Zement in Form des „Dyckerhoff Doppel“ zur Verwendung gebracht, um an Abbindezeit und damit an Bauzeit wesentlich zu sparen. Nach den bisherigen Erfahrungen haben sich damit nur befriedigende Ergebnisse gezeigt. Das Hauptmauerwerk besteht aus Klinkern in Zementmörtel 1 : 3, die in vorzüglicher Beschaffenheit in umfangreichem Maße nötig wurden. Da für die Lieferung solch guter Steine nur Plätze in Frage kamen, die weitab von Berlin lagen, anderseits die Reichsbahnverwaltung ein besonders hochwertiges Tonlager bei Brandenburg besitzt, so wurde auf Veranlassung der Reichsbahndirektion eine besondere Ziegelei durch die Firma Wasmuth bei Krahnepuhl in der Nähe des Tonlagers in Betrieb gesetzt, die aus diesem Ton jederzeit die erforderlichen Mengen gleich guter Steine von sehr hoher Druckfestigkeit (675 kg/cm²) herstellt.

Zur Isolierung der Gewölbe werden, wie bereits angedeutet, zwei Lagen Tektolith verwendet, die sorgfältig überklebt werden.

2. Bauvorgang.

Die grundsätzlich gleichen Arbeitsvorgänge (Abb. 16) an den einzelnen Baustellen Schlesischer Bahnhof bis Krautstraße, Lüneburger Straße, Bahnhof Bellevue, Bahnhof Tiergarten weichen infolge der Verschiedenheit der Bogenspannweiten, des Untergrundes, der Zugangsmöglichkeit usw. in Einzelheiten voneinander ab.

a) Eiserne Abfangeträger. An allen Baustellen besteht die Notwendigkeit, die Gewölbe zu ihrer einwandfreien Verstärkung und

Abb. 30. Auslegerkran (elektr. Antrieb).

zur Vornahme der neuen Abdichtung von dem darübergehenden Eisenbahnbetrieb zu entlasten. Dies geschieht mit Hilfe von eisernen Abfangekonstruktionen von im Mittel 9,0 m Länge, die jeweils in den nächtlichen Betriebspausen eingebaut werden und die sich auf behelfsmäßige Auflager über den Pfeilern abstützten. Die Konstruktion besteht aus vier Breitflanschträgern ID 50 im Gewicht von etwa 11 t einschließlich Querverband.

Die Behelfsbrücken müssen in der Weise verlegt werden, daß zwischen den Trägern und der alten Gewölbeoberkante noch ein Raum von 25 bis 30 cm verbleibt, um das Aufbringen der Abdichtung einwandfrei vornehmen zu können (Abb. 24, 25, 26 u. 27). Da der Einbau nur nachts in einer Betriebspause von etwa 3½ Stunden ausgeführt werden kann, so war das Heranziehen eines besonderen Hilfskranes zum Einsetzen der Träger erforderlich. Da die Kranwagen der Eisenbahnverwaltung einen großen Zeitaufwand bedingen, sind die Baufirmen nacheinander dazu übergegangen, sich eigene

Abb. 29. Durchschlupfkran.

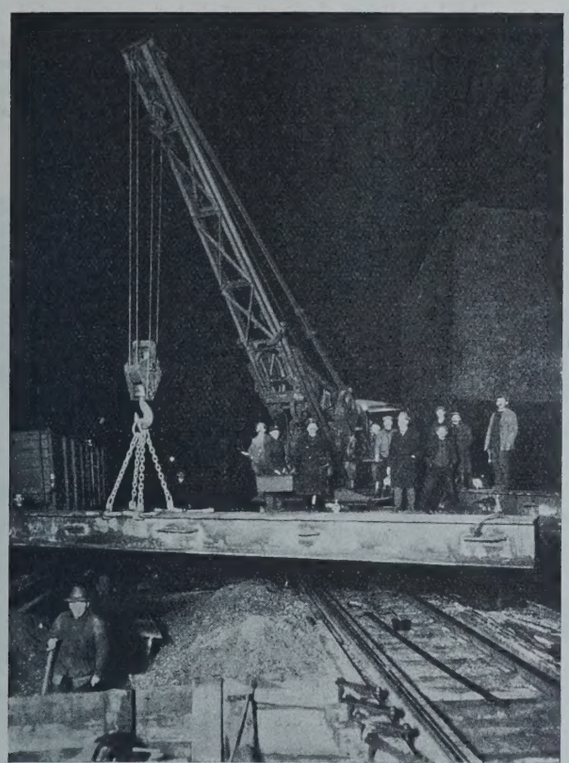


Abb. 31. Auslegerkran (elektr. Antrieb).

Der Einbau geschieht folgendermaßen: Nach Sperrung des Gleises wird der Oberbau aufgenommen, das Schotterbett entfernt und die darauf zusammengepreßte Gewölbeüberschüttung herausgehauen (Abb. 32). Die Beengtheit der Baugrube und die starke Anspannung der Arbeiter erfordert zwei Kolonnen von je 15 Mann, die sich alle 10 Minuten gegenseitig ablösen. Sind die Behelfsbrücken mit Hilfe des Kranes auf die Auflager gebracht und verschraubt, so wird der Oberbau wieder verlegt und der Eisenbahnbetrieb wieder darüber gelassen.

b) Lehrgerüste. Zum Wölben der Bogen werden Lehrgerüste

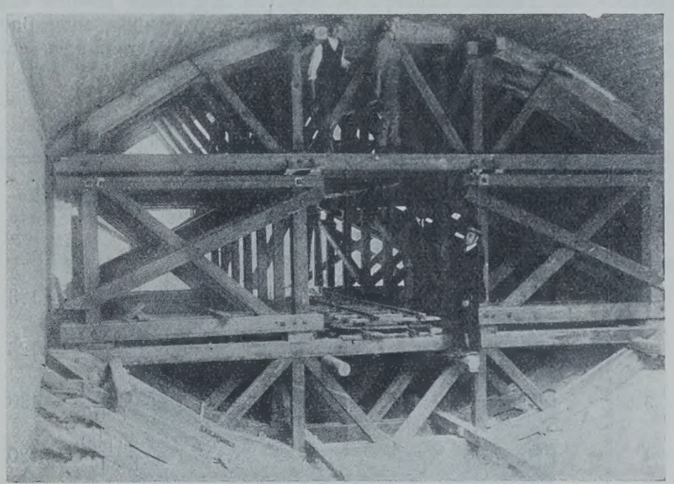


Abb. 33.

Krane anzuschaffen. Die Firma Grün & Bilfinger arbeitet an ihren Baustellen mit einem schweren Dampfkran mit 15 m langem Ausleger (Abb. 28), die Firma Polensky & Zöllner benutzt einen nach Angabe

verwendet, die sich auf die Sohlengewölbe abstützen und so ausgebildet sind, daß sie einerseits leicht von einem Bogen in den anderen Bogen umgesetzt werden können, anderseits für den Querverkehr unter

Abb. 32. Einbau der Gleisbrücken im Bogen 354. Abstemmen des früheren Mittelganges und Beseitigung der alten Gewölbeabdichtung mit Preßlufthämmern. Auf der rechten Seite Teile der abgerissenen alten Dichtung. Im Hintergrunde Ende der Gleisbrücke im Bogen 353, Gleis 3, mit davorliegender bereits eingebauter Auflagerschwelle.

ihres Reg.-Baumeisters a. D. Werner-Ehrenfeucht gebauten Durchschlupfkran(Abb. 29), und die Firma Streubel wiederum verwendet einen elektrischen Kran mit Ausleger (Abb. 30 u. 31).

dem Gewölbe möglichst viel Durchfahrtraum lassen (Abb. 33). Bei der Ausbildung des Lehrgerüstes wurde darauf Bedacht genommen, auch wagerechte Kräfte aus den Bogenschüben der anschließenden

Öffnungen her aufnehmen zu können, um bei außerordentlichen Fällen eine genügende Sicherheit zu haben.

c) Hydraulische Pressen. Um die neuen Mauerwerkskörper der Sohlengewölbe vor ihrer Verbindung mit dem alten Mauerwerk auf den Boden fest anzudrücken, damit die alten und neuen Bauwerkteile als einheitliches Ganzes statisch zusammenwirken, werden hydraulische Pressen angewendet, mit denen man in der Lage ist, Kämpferdrücke von vorgeschriebener Größe zu erzeugen. Die Größe des auf einen Normalpfeiler von 2,6 m Stärke auszuübenden Pressendrucks ist gemäß der zeichnerischen Ermittlung zu 25,3 t für vorkommende 1 m breite Gewölbetreifen ermittelt worden. Je nach dem Abstande der Pressen ändert sich der von der Presse jeweilig auszuübende Pressendruck. Das Abpressen der Sohlengewölbe eines Bauabschnitts wird am Endpfeiler begonnen und hintereinander entsprechend dem Bauvorgang an jedem Pfeiler fortgesetzt.

Ermittlung des Pressendrucks für die einzelnen Pressen.

Presse	Belastungstiefe	Pressendruck für 1 m Steifen	Erforderlicher Pressendruck in t	Erforderlicher Pressendruck in at
1	1,85	25,3	$1,85 \cdot 25,3 = 46,8$	$\frac{46\,800}{380} = 123$
2	1,85	25,3	$1,85 \cdot 25,3 = 46,8$	$\frac{46\,800}{380} = 123$
3	1,80	25,3	$1,80 \cdot 25,3 = 45,5$	$\frac{45\,500}{380} = 120$
4	1,80	25,3	$1,80 \cdot 25,3 = 45,5$	$\frac{45\,500}{380} = 120$
5	1,80	25,3	$1,80 \cdot 25,3 = 45,5$	$\frac{45\,500}{380} = 120$

Wirksame Kolbenfläche = 380 cm².

1 at Druck auf die wirksame Kolbenfläche entspricht einem Pressendruck von 380 kg.

Die Aussparungen für die Öffnungen sind berücksichtigt durch Reduzieren der Belastungstiefen entsprechend der Öffnungsweiten um $^1/_4$ ihrer Größe.

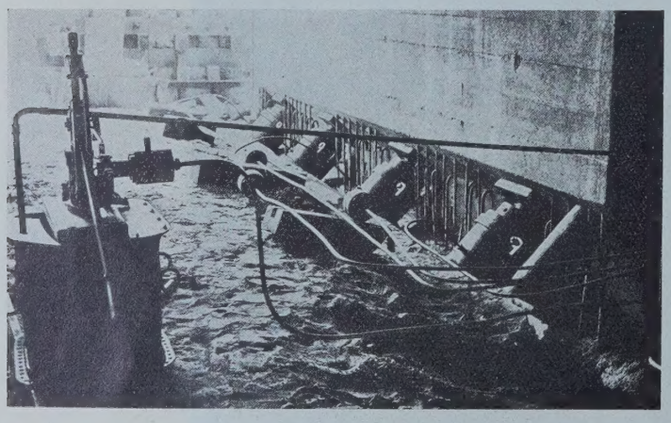


Abb. 34. Anordnung der Pressen.

Die Art der Pressen ergibt sich aus den beistehenden photographischen Bildern (Abb. 34 u. 35). Der Preßstempel kann vor Wegnahme des hydraulischen Druckes durch eine besondere Tragmutter festgestellt werden. Die an einem Pfeiler beiderseits angesetzten Pressen (16 Stück) werden durch besondere Rohrleitungen mit einem Ventilkasten verbunden, von dem aus die Steuerung, d. h. die Verteilung des Druckes, stattfindet (Abb. 36). Der Druck wird durch eine besondere Preßflüssigkeit in den Rohren weitergegeben, die aus mit Petroleum verdünntem Rollwagenöl besteht. Die Größe des auf die einzelnen Pressen auszuübenden verschiedenen hydraulischen Druckes wird an einem Manometer angezeigt. Besondere Sorgfalt wird auf die Lagerung der einzelnen Pressen gelegt, um möglichst Überbeanspruchungen des Mauerwerks in den betreffenden Stellen hintanzuhalten.

Nachdem die sämtlichen Pressen an einem Pfeiler voll unter Druck gesetzt sind, wird der zwischen den Pressen befindliche Zwischenraum mit Beton ausgestampft. Nach genügender Erhärtung, die durch Verwendung von hochwertigem Zement möglichst gekürzt wird, werden die Pressen durch Lösen der Tragmuttern entfernt.

Die Vorgänge im Bauwerk werden während der Einwirkung der hydraulischen Pressen sorgfältig beobachtet. Es konnten nirgends nachteilige Einwirkungen festgestellt werden, überall vollzog sich der sorgfältig vorbereitete Vorgang in der berechneten Weise.

Abb. 35. Pumpe und Ventilkasten für die hydraulischen Pressen.

Um eine Verschiebung des Sohlengewölbes durch einen einseitigen Pressendruck auszuschließen, wurden eingehende Untersuchungen über des Verhalten des Sohlengewölbes bei dem einseitigen Schub vorgenommen. Wenn auch keine Gefahr besteht, daß das Sohlengewölbe infolge der Reibungskräfte auf dem Boden in wagerechter Richtung verschoben wird, so wird doch zur Sicherheit das Sohlengewölbe vor dem Einsetzen der Pressen bis zur Geländehöhe mit Boden angefüllt.

Im übrigen wird die Betonunterlage unter dem Sohlengewölbe so ausgeführt, daß sich der Mauerwerkskörper des Sohlengewölbes gegen den benachbarten Pfeiler anlehnen kann, der seinerseits wieder durch das bereits nebenan ausgeführte Sohlengewölbe festgehalten wird.

d) Ausschachtung. Bei der Ausschachtung muß sehr vorsichtig vorgegangen werden. Die Resultierende der bei einseitiger Verkehrsbelastung angreifenden Kräfte geht in Fundamentsohle knapp an der

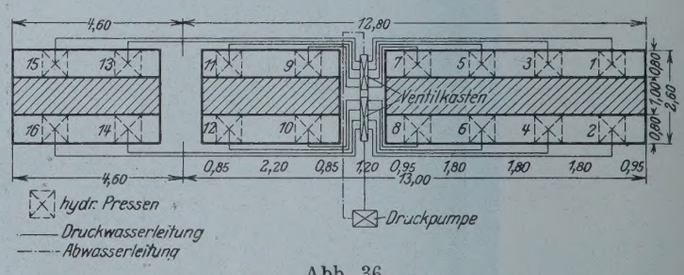


Abb. 36.

Kante des Pfeilers durch. Wenn auch die Pfeiler durch die Bogen in gewisser Weise eine Verspannung erfahren, so müssen die Pfeiler doch gegeneinander durch starke hölzerne Spriessen abgesteift werden, damit die aus den Bogenschüben herrührenden, in der Richtung ständig wechselnden wagerechten Kräfte den benachbarten Pfeilerfundamenten zugeteilt werden können. Diese Spriessen bleiben so lange an Ort und Stelle eingezogen, bis das Klinkermauerwerk des Sohlengewölbes eingebracht und damit eine natürliche Verspannung der Fundamente wieder eingetreten ist.

In der Lüneburger Straße und im Tiergarten erwies sich der Untergrund außerordentlich schlecht. In der Lüneburger Straße traf man auf Moor und im Tiergarten auf aufgefüllte Wasserlöcher. Da sich in der Lüneburger Straße die schlechten Untergrundverhältnisse auf eine ziemliche Länge erstrecken, mußte zu einer Grundwasserabsenkung geschritten werden, um den Moorboden unterhalb der Sohlengewölbe wegnehmen und den Beton unter den Sohlengewölben auf dem guten Baugrunde absetzen zu können. Bei der Menge des auszuschachtenden

Bodens und der starken Höhenförderung werden interessante mechanische Fördereinrichtungen seitens der bauausführenden Firma Polensky & Zöllner verwendet, die leicht von einem Bogen in den anderen verstellbar sind (Abb. 37, 38, 39 u. 40).

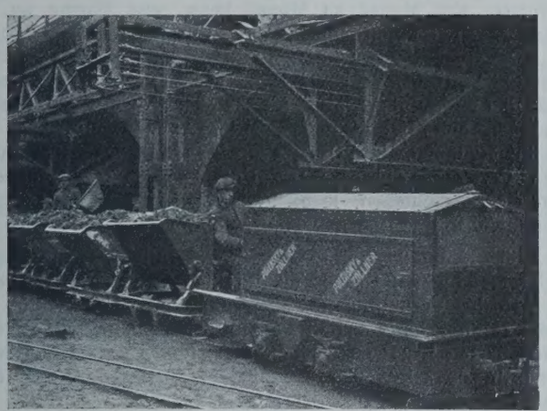


Abb. 37.

Abb. 38.

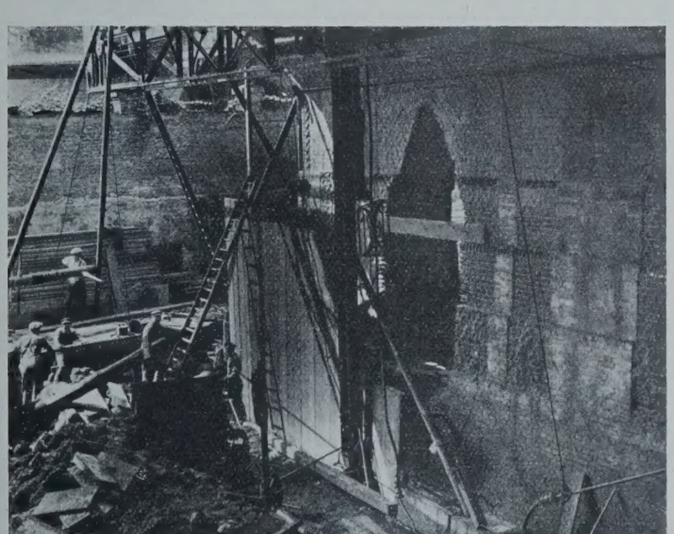


Abb. 39.

Im Tiergarten wurde die Betonunterlage der Sohlengewölbe auf Betonpfähle abgestützt, die mit Hilfe eines besonderen Verfahrens der Firma Grün & Bilfinger bis auf den guten Grund in abgeteuften Bohrlöchern an Ort und Stelle hergestellt wurden. Dieses Verfahren wurde erforderlich, weil bei der beschränkten Bauhöhe und der Baufälligkeit der Pfeiler an ein Rammen der Pfähle nicht zu denken war. Die durchschnittliche Länge der Behelfspfähle war 4,5 m (Abb. 41 u. 42).

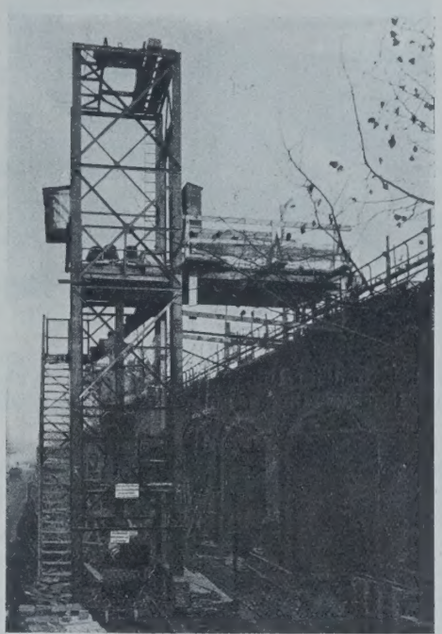


Abb. 40.

3. Bauprogramm.

In den Jahren 1922 und 1923 wurde die Instandsetzung von 143 Stadtbahnbogen in Angriff genommen, und zwar zunächst an den meistgefährdeten Stellen am Schlesischen Bahnhof zwischen Andreas- und Krautstraße, am Bahnhof Bellevue. in der Lüneburger Straße und am Hippodrom zwischen Zoo und Tiergarten.

Die Arbeiten am Bahnhof Bellevue und an der Andreasstraße wurden im Monat Juli 1922 begonnen. Bellevue ist fertiggestellt,

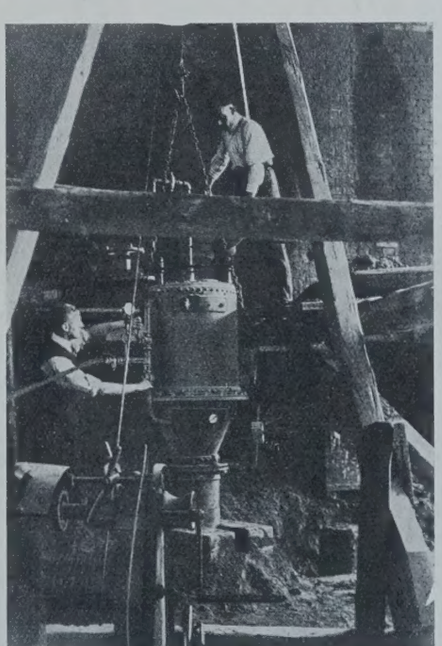


Abb. 41. Pfahlgründung zwischen Gartenufer und Bhf. Zoologischer Garten.

Andreasstraße und Tiergarten werden Ausgang dieses Sommers beendet sein; die Arbeiten an der Lüneburger Straße werden etwa noch ein Jahr in Anspruch nehmen.

4. Vertragsform.

Die zur Wiederherstellung der Stadtbahn erforderlichen Arbeiten werden wegen des über die Viadukte weg laufenden Eisenbahnbetriebes

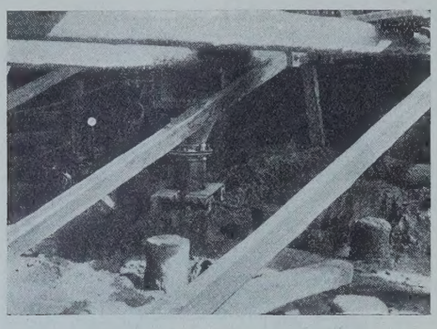


Abb. 42.

äußerst verwickelt, und ihr Umfang konnte zunächst nicht klar übersehen werden. Ehe der Boden aufgedeckt bezw. gewisse Bauwerkteile herausgenommen waren, konnte der eigentliche Schaden nicht festgestellt und eine Entscheidung über die zu treffenden Maßnahmen nicht getroffen werden.

Auf der anderen Seite änderten sich infolge der in den Jahren 1922 und 1923 stark einsetzenden Markentwertung die Löhne und Baustoffpreise von Monat zu Monat bezw. von Woche zu Woche. Ein festes Angebot konnte daher dem Unternehmer nicht zugemutet werden. Es wurde daher der gemilderte Akkordvertrag mit Preiszerlegung als Vertragsform gewählt. Jeder Preis des Kostenanschlages wurde nach Lohn und Material klar getrennt. Überdies wurden die verschiedenen Materialien einer Position wieder aufgeteilt, und so wurde schließlich eine klare Übersicht über die Zusammensetzung jedes einzelnen Preises gewonnen. Die Unterteile des Einzelpreises veränderten sich verschieden, je nach der Steigerung des Lohnes oder des Baustoffes, z. B. Eisen, Kohle, Dachpappe usw.

Die Abrechnung gestaltete sich in der Inflationszeit durch diese starke Unterteilung wohl etwas umständlich. Sie hat aber den großen Vorteil, daß das Verhältnis zwischen dem Unternehmer und der Behörde sich reibungslos vollzog. Nachforderungen, langwierige Schiedsgerichte und sonstige Preisauseinandersetzungen schieden durch diese Vertragsform von selbst aus, so daß seine Anwendung für ähnliche Fälle nur empfohlen werden kann.

Der Umbau der Warnowbrücke bei Niex an der Strecke Rostock—Laage.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Ehrenberg**, Schwerin.

1. Das alte Bauwerk aus dem Jahre 1886.

a) Bauart. Die in den Jahren 1882 bis 1886 von der Société belge de chemins de fer in Brüssel erbaute eingleisige Eisenbahnlinie von Neustrelitz nach Warnemünde überschreitet etwa 4,5 km vor Bahnhof Rostock den hier rd. 60 m breiten Warnowfluß mit der nach dem Dorfe Niex benannten Niexer Brücke. Eine Beschreibung dieses Bauwerks nebst Darstellungen einiger Einzelheiten findet sich in der Zeitschr. d. Vereins deutscher Ingen. 1886, Nr. 46,[1]) auf die verwiesen wird. Zur Vervollständigung des Gesamtbildes sollen hier jedoch die wichtigsten Angaben kurz wiederholt werden.

An der Übergangstelle liegen S. O. auf + 12,5, das flache Ufergelände auf etwa + 1,75 und der tragfähige Baugrund — sandiger Ton — auf etwa — 9,1 auf dem Nord- bezw. — 12,0 m auf dem Südufer. Der Ton ist überlagert von einer rd. 9 bezw. 12 m starken Torfschicht. Ein Vorentwurf der belgischen Eisenbahngesellschaft sah einen eisernen Überbau mit einer einzigen Öffnung von 66 m Lichtweite mit zwei Endwiderlagern vor, deren Abmessungen bei rd. 25 m Gesamthöhe sehr beträchtlich angenommen waren. Die Gesellschaft Harkort in Duisburg, die zur Preisabgabe aufgefordert war, legte den in Abb. 1 dargestellten Gegenvorschlag vor. Auf Grund dieses von den Oberingenieuren Seifert und Backhaus dieser Firma aufgestellten Entwurfs wurde ihr die Ausführung des Bauwerks einschl. der Pfeiler übertragen. Die Gesamtkosten wurden gegenüber denjenigen der ursprünglich von der belgischen Gesellschaft in Aussicht genommenen Anlage wesentlich niedriger. Der Harkortsche Entwurf sah einen Gerberträger von rd. 67,5 m Stützweite vor. Der Kragträger ruht auf zwei schlanken, mit Druckluft gegründeten Mittelpfeilern, die mit Rücksicht auf einen etwaigen späteren Ausbau der Strecke zweigleisig ausgeführt wurden. Das feste Auflager war auf dem Südpfeiler angeordnet. Die Pfeiler wurden in einer solchen Entfernung voneinander

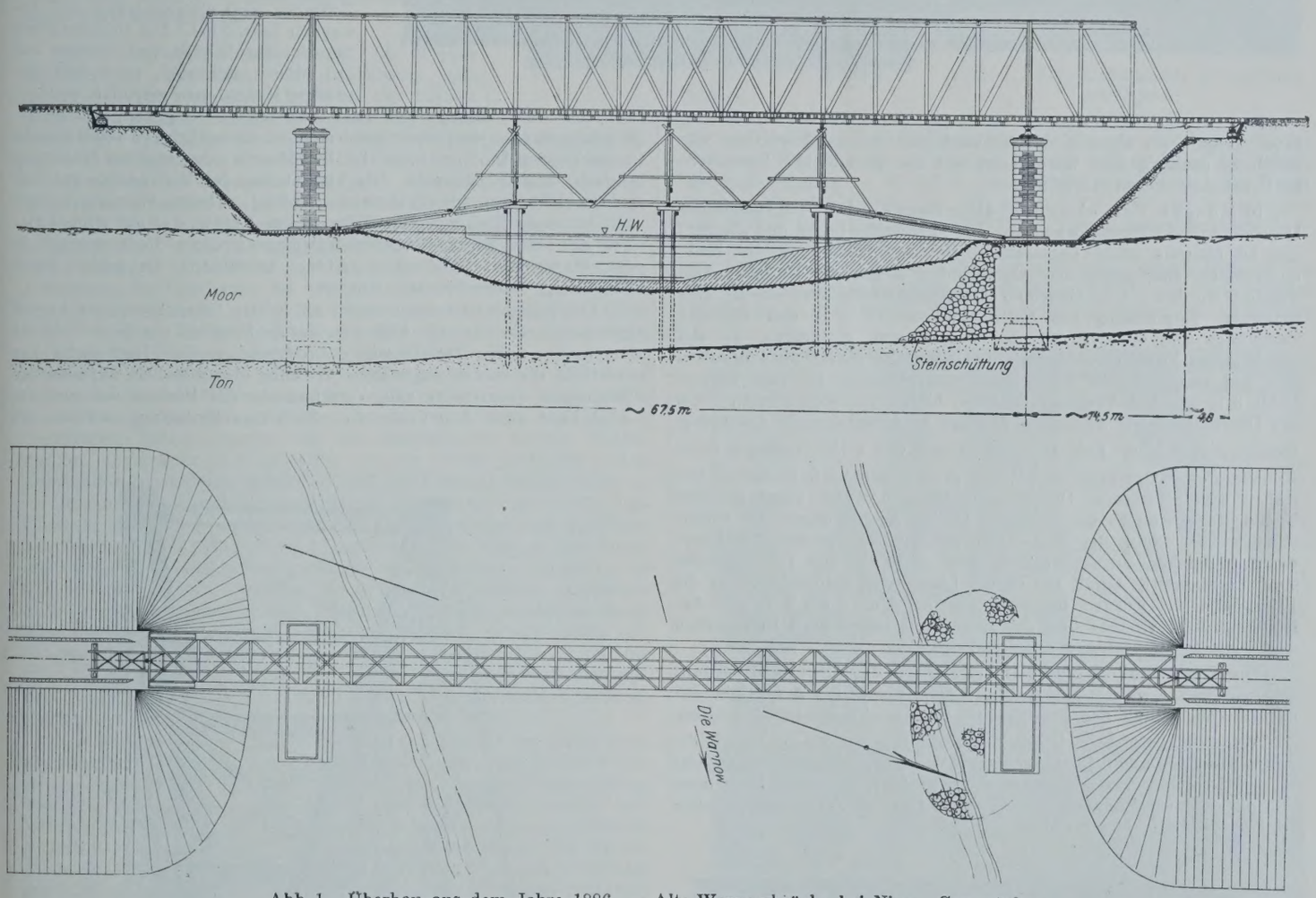


Abb. 1. Überbau aus dem Jahre 1886. — Alte Warnowbrücke bei Niex. Gesamtplan.

vorgesehen, daß zwischen ihnen ein ausreichender Durchflußquerschnitt verblieb. Die beiderseitigen Eisenbahndämme wurden so weit zurückgesetzt, daß der Erddruck aus der Dammschüttung nicht mehr wesentlich auf sie einwirken sollte. Die Kragarme sind rd. 14,5 m lang. An diese sind die rd. 4,80 m weit gestützten Schleppträger gelenkig angeschlossen. Auf den Dammkronen sind die Schleppträger beweglich gelagert auf besonders konstruierten sogenannten „Sofas“ nach Abb. 2,[2]) die zugleich den Kiesbettabschluß bildeten und deren unterer kastenförmiger Teil mit Beton gefüllt war. Die „Sofas“ wurden entsprechend den eingetretenen Dammsackungen hochgestopft. Zum Ausgleich geringer Sackungen dienten Schraubenspindeln, die über den oberen Sattelstücken der Schleppträgerlager eingeschaltet waren.

[1]) Vergl. auch Wochenschrift für Baukunde 1886, Nr. 43; Deutsche Bauztg. 1886, S. 277.

[2]) Die in der Abhandlung wiedergegebenen Zeichnungen und Bilder wurden von den Firmen J. Gollnow & Sohn - Stettin und Paul Thomas - Rostock dankenswerterweise zur Verfügung gestellt.

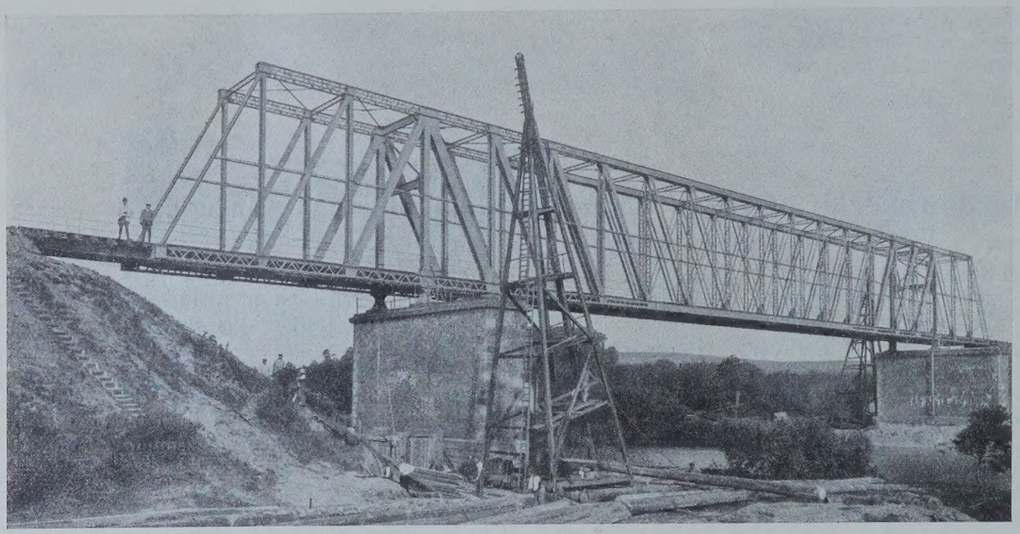


Abb. 3.

Der Grundgedanke dieser Ausführung, durch die bei Anwendung eines Kragträgers eigentliche Endwiderlager vermieden wurden, war durchaus neuartig und wurde seinerzeit als wesentlicher Fortschritt im Brückenbauwesen bezeichnet.

b) Mängel des eisernen Überbaues. Der schweißeiserne Überbau hat ein Eisengewicht von rd. 210 t (ohne Lager und „Sofas") und ist überaus leicht konstruiert. Bei der Ausbildung der Stabquerschnitte sind gegliederte Querschnitte in großem Umfange verwendet worden. Die einzelnen Querschnittsteile sind durch eine schwache Vergitterung aus Flacheisen von 70 × 10 mm bei den Gurtstäben und 60 × 10 mm bei den Pfosten verbunden, die mit nur je einem Niet angeschlossen sind. Viele Gurtquerschnitte bestehen nur aus vier Winkeln mit Flacheisenvergitterung in vier Ebenen (Abb. 3 u. 4). Die Vergitterungsstäbe bilden die schwächsten Teile des Überbaues. Der schwerste, anfangs 1924 verkehrende Lastenzug, bestehend aus einer Lok. $G\frac{2}{7}$ und Wagen von 4 t/m, erzeugte unter Annahme einer Querkraft = 2% der größten Stabkraft in den Gitterstäben gefahrdrohende Überbeanspruchungen. Bei einer genauen Nachprüfung wurden an mehreren Stellen Ausbiegungen der Gitterstäbe in der Nähe der Stabenden festgestellt, die auf die Überbeanspruchungen zurückzuführen sein dürften. Die Füllungsstäbe sind in Stabmitte durch ein sogen. Längsband verbunden, um die Knicklänge der Pfosten herabzumindern. Abb. 3 bis 6 zeigen Ansichten des Überbaues und der Lager und lassen auch Einzelheiten der Querschnittausbildung erkennen.

Die Firma Harkort teilte auf Anfrage mit, daß nicht mehr bekannt sei, inwieweit etwa die konstruktiven Gepflogenheiten der Belgier bei der Durcharbeitung der Einzelheiten berücksichtigt werden mußten.

Wegen der besonderen Querschnittausbildung werden mit einer Reihe von Stäben des alten Überbaues im Staatlichen Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem Festigkeitsversuche angestellt, da deren Ergebnisse von allgemeinem Interesse sein dürften. Über die Versuchsergebnisse wird später besonders berichtet werden.

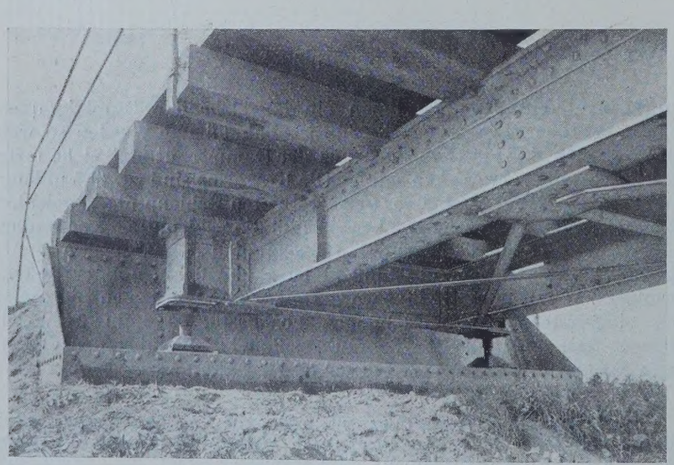


Abb. 2.

c) Bauausführung und Mängel der Pfeiler. Das Bauwerk blieb während seiner Herstellung nicht von schweren Prüfungen verschont, die seine Standfähigkeit vorübergehend als zweifelhaft erscheinen ließen. Über den Bau und die während des Baues aufgetretenen Mängel sowie die zu deren Behebung getroffenen Maßnahmen seien im folgenden die wesentlichsten Angaben kurz wiedergegeben.

Die Bodenuntersuchungen, die sich auf Abtrieb einzelner Bohrlöcher in der Nähe der Standorte der geplanten Pfeiler beschränkten, stellten den tragfähigen Ton in etwa derselben Tiefe fest, wie die Bohrungen des Jahres 1924, auf die später noch näher eingegangen wird, bestätigten. Das Torfmoor wird als sehr weich und beweglich bezeichnet. Die Bodenmassen für die Eisenbahndämme wurden auf das Moor geschüttet, ohne daß besondere Maßnahmen getroffen wurden, um dem Moor Gelegenheit zum Ausweichen zu geben. Bodenverdrückungen oder -aufpressungen traten jedoch seitlich von den Dämmen in merkbarem Umfange nicht ein. Das Moor wurde unter der Schüttung einfach zusammengepreßt. Die Verdichtung des Moorbodens geschah jedoch nicht stetig mit zunehmender Auflast; es traten vielmehr wiederholt plötzliche Sackungen der Dämme um 1 bis zu 4 m auf einmal ein. Vor Kopf der Dämme wurden allerdings größere Bodenmengen in das Warnowbett gedrückt (in Abb. 1 schraffiert), die später durch Baggerung wieder beseitigt wurden.

Die Dammschüttungen waren auf beiden Ufern bereits in Angriff genommen, als mit dem Absenken des Senkkastens auf dem Nordufer begonnen wurde. Der einseitige Erddruck von der Dammseite her verstärkt durch die ungünstige Wirkung der plötzlich auftretenden Sackungen, verursachte eine Verschiebung des Pfeilers während des Absenkens nach dem Flusse zu. Zu seiner Entlastung wurden die

Abb. 4.

Schüttungen in der Nähe des Dammkopfes eingestellt, und letzterer wurde teilweise wieder abgetragen. Auf dem Südufer lagen die Verhältnisse ähnlich. Auch hier wurde der Pfeiler durch Abtragen des Dammkopfes entlastet, wodurch jedoch die Verschiebung auch dieses Pfeilers nach dem Flusse zu nicht vermieden werden konnte. Die Maße der Abweichungen hielten sich bei diesem Pfeiler etwa in den Grenzen derer des Nordpfeilers. Da außerdem die Pfeiler zweigleisig, die Dämme jedoch nur eingleisig hergestellt wurden, richtete sich der Hauptdruck aus der Dammschüttung nur gegen die eine Pfeilerhälfte, wodurch der Südpfeiler auch eine Verdrehung um eine senkrechte Achse erfuhr. Es wurde festgestellt, daß nach Niederbringung des Pfeilers dessen westliche Kante um rd. 35 cm nach Süden und dessen östliche Kante um rd. 31 cm nach Norden gegenüber Pfeilermitte verdreht waren. Die Abweichungen infolge der Verdrehung wurden in dem aufgehenden Pfeilermauerwerk ausgeglichen.

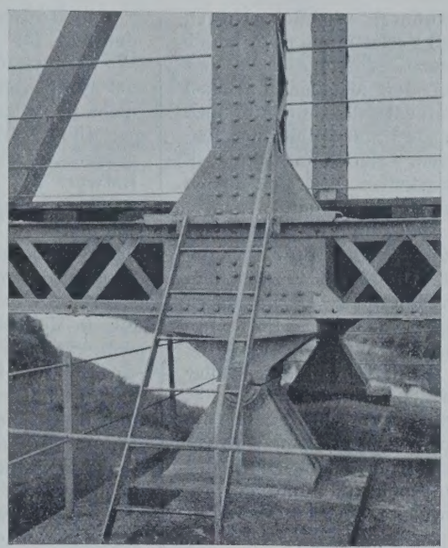


Abb. 5.

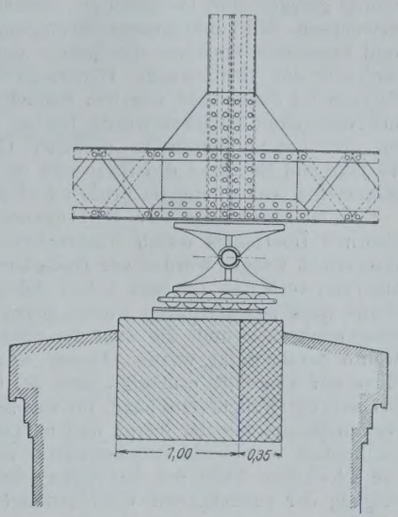


Abb. 7. Verschiebung des beweglichen Auflagers.

Die durch die Verschiebungen der Pfeiler während der Absenkung der Senkkasten entstandene Verkürzung des Abstandes der Pfeilermitten voneinander betrug etwa 0,5 m. Um diesen Unterschied auszugleichen, wurden die 1×1 m großen Auflagersteine durch Hinzufügen von Quaderstücken von 35 cm Breite (in Abb. 7 schraffiert) an der Landseite verlängert. Abb. 5 u. 6, auf denen im Vordergrunde die für den geplanten zweiten Überbau vorgesehenen Auflagersteine in ihrer ursprünglichen Lage sichtbar sind, lassen die Verschiebung der Pfeilermitten gegenüber dem Auflagerpunkte des Überbaues erkennen (Aufnahmen aus dem Jahre 1924). Alsbald nach der Aufstellung des Überbaues, die von gerammten Gerüsten aus stattfand und ohne Zwischenfall verlief, trat außerdem noch ein Kippen beider Pfeiler um deren flußseitige Kante ein; dadurch wurde die lichte Weite zwischen den Pfeilern, gemessen an den Pfeilerköpfen, noch um zusammen 35 cm verringert. Um die Pfeiler gegen weiteres Kippen zu sichern, wurde unter Benutzung der noch vorhandenen Gerüstpfähle eine hölzerne Verstrebung zwischen den beiden Pfeilern nach Abb. 1 angebracht. Ferner wurden von den Dammköpfen weitere Bodenmengen abgetragen und flußseitig vor die Pfeiler geschüttet. Am Nordpfeiler wurden außerdem rd. 250 m^3 Felsen versenkt (Abb. 1).

Nachdem ein gewisser Ruhezustand eingetreten war, wurden die Dammköpfe in ihrem endgültigen Zustande hergestellt, und der Überbau wurde im Mai 1886 in Betrieb genommen. Im August 1886 wurde die Verstrebung zwischen den Pfeilern wieder entfernt. Später — in den Jahren 1887/88 — wurden die in das Warnowbett gedrückten und geschütteten Bodenmassen durch Baggerung wieder entfernt. Eine weitere Bewegung der Pfeiler trat danach vorläufig nicht ein.

Es bleibt dahingestellt, ob die Bewegung der Pfeiler durch die hier angewandten Maßnahmen verhindert wurde oder etwa dadurch, daß sich inzwischen besonders durch den wirksam gewordenen passiven Erddruck der Gleichgewichtszustand eingestellt hatte.

Die Kippbewegung der Pfeiler hat sich im Laufe der Jahre zwar nur langsam, aber stetig fortgesetzt. Hierauf dürfte mit großer Wahrscheinlichkeit ein Vorfall zurückzuführen sein, der zur Auswechslung der alten beweglichen Lager führte. Im Jahre 1900 machte sich während der Überfahrt eines Zuges unter lautem Krachen eine plötzliche ruckartige Längsbewegung des Überbaues bemerkbar. Der Befund der beweglichen Auflager auf dem Nordpfeiler ließ erkennen, daß infolge von Klemmung der Rollen die freie Bewegung des Überbaues behindert gewesen war. An dem einen beweglichen Auflager war der obere Lagerkörper auf den Rollen, und an dem anderen waren die Rollen auf ihrer Grundplatte geglitten, so daß die äußersten Rollen des letzteren Lagers kaum noch auf den Lagergrundplatten ruhten (Abb. 7). Bei den Landauflagern des nördlichen Schleppträgers waren die Rollen dieser Lager seitlich verschoben und mit dem einen Rollenbund auf die Lagergrundplatte heraufgesprungen. Eine bei dieser Gelegenheit vorgenommene Nachmessung ergab, daß sich die Pfeilerkronen seit 1886 zusammen um weitere rd. 5 cm einander genähert hatten. Die alten beweglichen Auflager des Überbaues wurden alsdann ersetzt durch je eine Stelze von 600 mm Durchm., auf die beiderseits 40 mm starke Platten mit Zähnen aufgeschraubt waren. Letztere griffen in entsprechende Zahnkränze an den Lageroberteilen und Grundplatten ein (Abb. 6). Diese Stelzen haben sich gut bewährt.

Seit Einbau der Stelzen (1901) bis zum Jahre 1924 hatten sich die Pfeiler wieder um zusammen rd. 5 cm einander genähert, so daß damit die durch die Kippbewegung der Pfeiler hervorgerufene Verkürzung des Abstandes der beiden Pfeilerkronen das Maß von 45 cm erreichte. Wie sich die Bewegung der Pfeiler über die letzte Zeitspanne (1901 bis 1924) verteilt, ist nicht bekannt. Abb. 6, die im Juli 1924 bei mittlerer Wärme aufgenommen ist, läßt die Schiefstellung der Stelzen deutlich erkennen. — Es sei an dieser Stelle bemerkt, daß die Firma Harkort die Ursache für das Kippen und die sonstigen Bewegungen der Pfeiler in der nach Ansicht dieser Firma unsachgemäßen Ausführung der Erdarbeiten erblickte.

Die Pfeilerbewegungen und Dammsackungen blieben auch auf die Landauflager der Schleppträger nicht ohne Einfluß, und diese mußten besonders in der ersten Zeit nach Inbetriebnahme des Überbaues

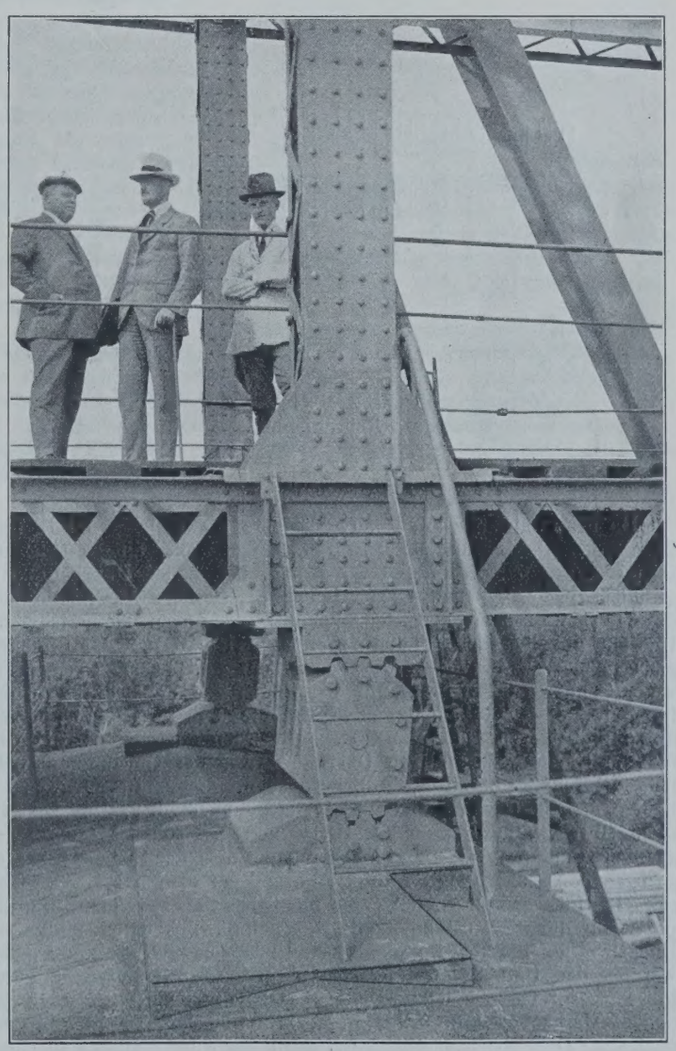


Abb. 6.

häufig geregelt und hochgestopft werden, wodurch erhebliche Kosten erwuchsen. Mit zunehmender Beruhigung und Verfestigung der Dämme und besonders, nachdem die Strecke mit ihrer Übernahme in die Verwaltung der Großherzogl. Generaldirektion der Mecklenburgischen Bahnen im Jahre 1894 von den Schnellzügen entlastet und nur noch als Nebenbahn betrieben wurde, hielten sich die Unterhaltungsarbeiten an den Landauflagern in mäßigen Grenzen. Nach nunmehr rd. 40-jährigem Bestehen des Bauwerks ist festzustellen, daß sich dessen allgemeine Anordnung im großen und ganzen bewährt hat.

d) Maßnahmen zur Entlastung. Nachdem die Mängel des eisernen Überbaues durch Nachrechnung und genaue Untersuchung festgestellt waren, wurden zur Entlastung des Überbaues die auf dem Überbau verlegten 128 mm hohen Schienen von 7,5 m Länge, deren Stöße stark ausgeschlagen waren, gegen 18-m-Schienen der Form 15c ausgewechselt, womit die Zahl der Schienenstöße auf weniger als die Hälfte herabgesetzt wurde. Ferner wurde die Geschwindigkeit aller Züge auf 5 km/Std. ermäßigt, und die Güterzüge wurden umgeleitet bis auf ein Nahgüterzugpaar, für das besondere Vorschriften für die Zusammenstellung der leeren und beladenen Wagen erlassen wurden. Schließlich wurde ein Brückenwärter an der Brücke aufgestellt, der die schwachen Teile des Bauwerks ständig beobachtete und die Befolgung der betrieblichen Vorschriften überwachte.

2. Grundlagen für den Neubau.

a) Grundlagen der Ausschreibung. Wenn auch mit diesen Maßnahmen zunächst eine Entlastung erzielt war, so war doch eine schleunige und gründliche Abhilfe dringend geboten. Eine Verstärkung des Überbaues konnte nicht mehr in Frage kommen. Es wurde daher Anfang 1924 ein umfassender Umbau des ganzen Bauwerks beschlossen.

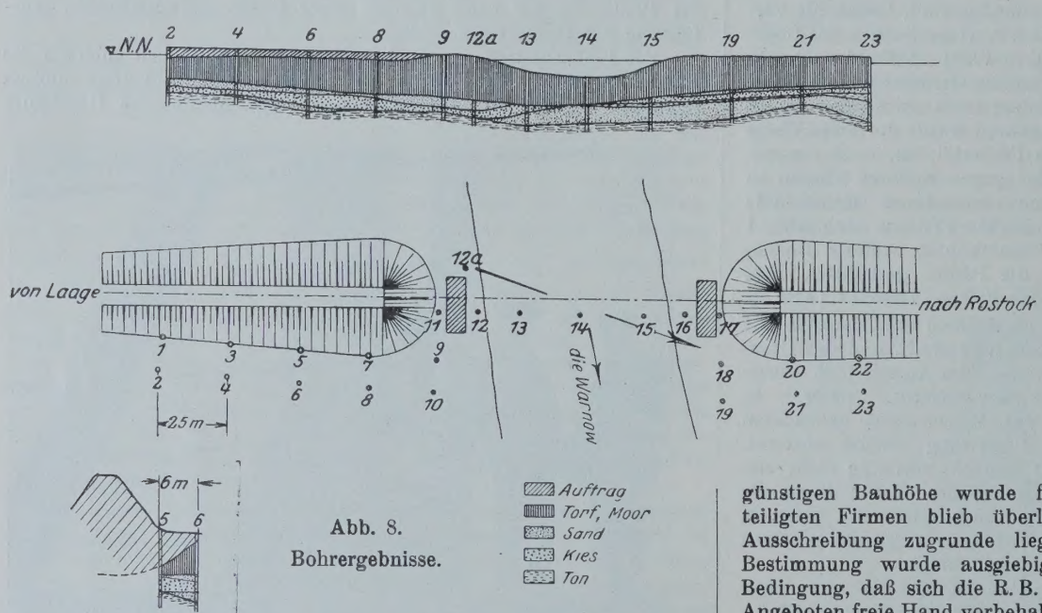


Abb. 8.
Bohrergebnisse.

Da die Pfeiler des alten Bauwerks bereits zweigleisig, die Dämme dagegen eingleisig ausgeführt waren, lag es nahe, die bestehenden Pfeiler beizubehalten und zu verstärken, den neuen Überbau unter grundsätzlicher Beibehaltung der Bauart als Gerberträger mit kurzen, auf den Dammkronen gelagerten Schleppträgern neben dem bestehenden Überbau auf den freien Pfeilerhälften zu errichten und das Streckengleis nach Verbreiterung der Dämme auf den neuen Überbau zu verschwenken. Die Verstärkung der Pfeiler war dabei durch an den Langseiten der Pfeiler angebrachte Schrägpfähle in Aussicht genommen, die durch Bohren hätten abgetrieben werden müssen. Bestimmend für die Gurtform des neuen Überbaues war der Umstand, daß die lichte Durchfahrhöhe für die Schiffahrt nunmehr nur noch 4,20 m über dem höchsten schiffbaren H.W. (gegenüber rd. 9,00 m bei dem alten Überbau) auf etwa 48 m Breite betragen sollte. Damit ergab sich ein System mit versenkter Fahrbahn und über den Pfeilern heruntergezogenen Auflagerpunkten unter Abbruch der oberen Pfeilerteile bis etwa in Höhe des H.W., um einen möglichst tief liegenden Angriffspunkt für die wagerechten Kräfte zu erhalten. Schließlich mußte mit Rücksicht auf die gespannte wirtschaftliche Lage Wert darauf gelegt werden, den Umbau mit möglichst geringem Kostenaufwand auszuführen. Ein bei der R. B. D. Schwerin vorliegender Entwurf, der obigen Gesichtspunkten zwar in der Hauptsache entsprach, jedoch noch einer Durcharbeitung bedurfte, wurde der Ausschreibung zugrunde gelegt, für die nur eine begrenzte Zahl von Firmen aufgefordert wurde.

b) Boden- und Wasseruntersuchung. Von besonderer Bedeutung für die späteren Entscheidungen waren die Boden- und Wasseruntersuchungen, deren Ergebnisse erst nach Ausschreibung der Neubauten endgültig vorlagen und daher in den Angeboten noch nicht in vollem Umfange berücksichtigt werden konnten.

Die Bohrlöcher waren längs der Dämme an deren Ostseite angesetzt, an der nach dem der Ausschreibung zugrunde liegenden Entwurf die Dammverbreiterungen geplant waren. Die Bohrungen ergaben sehr lehrreiche Aufschlüsse über Größe und Ausfüllung des spätglacialen Warnowtales. Abb. 8 zeigt im Grundriß die Anordnung der Bohrlöcher, im Aufriß die erbohrten Bodenschichten. Den tragfähigen Baugrund bildet grauer Ton, der von im Mittel 4 bis 5 m starken Schichten grauer Kiese und Sande überlagert ist. Darauf folgen Moorsande, Moor und Torf bis in Geländehöhe. Durch Anordnung der Parallelprofile in rd. 6 m Abstand voneinander ergab sich ein Einblick in die Veränderungen der Bodenschichten infolge der Dammschüttungen. Wie der Querschnitt z. B. bei den Bohrlöchern 5 und 6 erkennen läßt (Abb. 8), sind die Moor- und Torfschichten am Dammfuß durch die Belastung mit dem Dammboden von vorher rd. 12 m Stärke auf rd. 1,5 m Stärke zusammengepreßt worden. Eine noch stärkere Verdichtung darf hiernach unter der Dammitte angenommen werden. Wenn sich auch die Verdichtung der Torfschichten seinerzeit ohne merkbares seitliches Ausweichen des Torfes vollzog, so blieb das im voraus nicht bestimmbare Verhalten der Bodenschichten im Falle einer Dammverbreiterung immerhin ein unsicherer Faktor für die Beurteilung der Standsicherheit der Pfeiler wie auch der Kosten.

Für die chemische Untersuchung des Wassers wurden Proben aus der Warnow, aus einigen Bohrlöchern und aus einem offenen Torfloch am Südufer in etwa 60 m Entfernung vom Dammfuß (Torfgewinnung des Gutes Niex) entnommen. Während das Warnowwasser für Betonzwecke geeignet befunden wurde, zeigten die übrigen Proben neben einem erheblichen Gehalt an Schwefelsäure und Huminverbindungen reichliche Mengen freier, zum Teil sogar aggressiver Kohlensäure, besaßen also Beton und Mörtel angreifende Eigenschaften.

3. Das neue Bauwerk.

a) Ergebnisse der Ausschreibung. Die Pfeilerverstärkungen und der eiserne Überbau wurden getrennt voneinander ausgeschrieben, doch etwa zu gleichem Zeitpunkte. Mit Rücksicht auf die Dringlichkeit der Arbeiten war vorgeschrieben, daß die bauausführenden Firmen die Entwürfe aufzustellen hatten. Die Anhebung der S. O. um bis zu 1,20 m zur Erzielung einer günstigen Bauhöhe wurde freigestellt. Den am Wettbewerb beteiligten Firmen blieb überlassen, andere Vorschläge als die der Ausschreibung zugrunde liegenden zu unterbreiten. Von dieser Bestimmung wurde ausgiebig Gebrauch gemacht; auch mag die Bedingung, daß sich die R. B. D. Schwerin für die Auswahl unter den Angeboten freie Hand vorbehalten hatte, befruchtend auf die Entwurfstätigkeit gewirkt haben.

Die mit den Angeboten eingereichten Vorschläge lehnten sich an die von der R. B. D. Schwerin zugrunde gelegte Bauart für den eisernen Überbau, von unwesentlichen Abweichungen bezüglich der Art der Ausfachung abgesehen, grundsätzlich an, da ja auch die örtlichen Verhältnisse und die gegebenen Ordinaten sowohl für die Wahl des Systems wie auch für die Formgebung wenig Spielraum ließen. Dagegen wurden für die Art der Pfeilerverstärkung eine Reihe sehr beachtenswerter Lösungen vorgeschlagen, auf die hier nicht eingegangen werden soll.

Nach eingehender Prüfung erschienen die Vorschläge, die von den Firmen J. Gollnow & Sohn-Stettin für den eisernen Überbau und Paul Thomas-Rostock für die Pfeilerverstärkung angeboten wurden, als die zweckmäßigsten und wirtschaftlichsten, und diese wurden daher zur Ausführung bestimmt.

Dem Vorschlage dieser Firmen, die sich zur gemeinsamen Entwurfsbearbeitung und Bauausführung verbunden hatten, lagen drei Hauptgesichtspunkte zugrunde, die im wesentlichen die Lösung bestimmten. Der Entwurf sah vor, daß der neue Überbau nicht, wie bei der Ausschreibung vorgesehen, neben dem alten auf den freien Pfeilerhälften zu errichten war, sondern an die Stelle des alten — also unter Beibehaltung der bestehenden Gleisachse — gesetzt und daß ferner die bestehende S. O. beibehalten wurde. (Dieser Vorschlag war auch von anderer Seite gemacht worden.) Damit fielen die zeitraubenden, teuren und für den Bestand der Pfeiler gefährlichen Erd-

arbeiten ganz aus. Außerdem waren die Landwiderlager der Schleppträger nicht auf den neu herzustellenden Dammschüttungen, sondern auf den alten gesetzten Dämmen anzuordnen. Zweitens sollten die bestehenden Dammköpfe um je rd. 10 m zurückgesetzt werden bei entsprechender Vergrößerung der Stützweite der neuen Schleppträger. Durch diese Maßnahme wurde der Erddruck auf die Pfeiler, der den eigentlichen Herd der Pfeilerkrankheit bildete, auf etwa die Hälfte seines bisherigen Wertes herabgesetzt. Der dritte Punkt endlich betraf den Vorschlag, gerammte Pfähle zu verwenden, was für das innige Zusammenwirken mit den alten Pfeilerteilen außerordentlich erwünscht war und durch die sehr geschickte Anordnung der Pfähle ermöglicht wurde. Da das Rammen der rd. 19 m lang zu wählenden Schrägpfähle unter dem bestehenden Überbau und an den Langseiten der Pfeiler nicht möglich war, sah der Vorschlag die Zusammenfassung der Pfähle in Bündeln an den Schmalseiten der Pfeiler vor, wobei die Kräfte auf die Pfähle durch einen den Pfeilerhals und die Pfähle umschließenden Eisenbetonring übertragen wurden. Der Einfluß dieser drei Gesichtspunkte auf die Durchbildung des ganzen Bauwerks und den Bauvorgang wird in den entsprechenden Abschnitten erläutert.

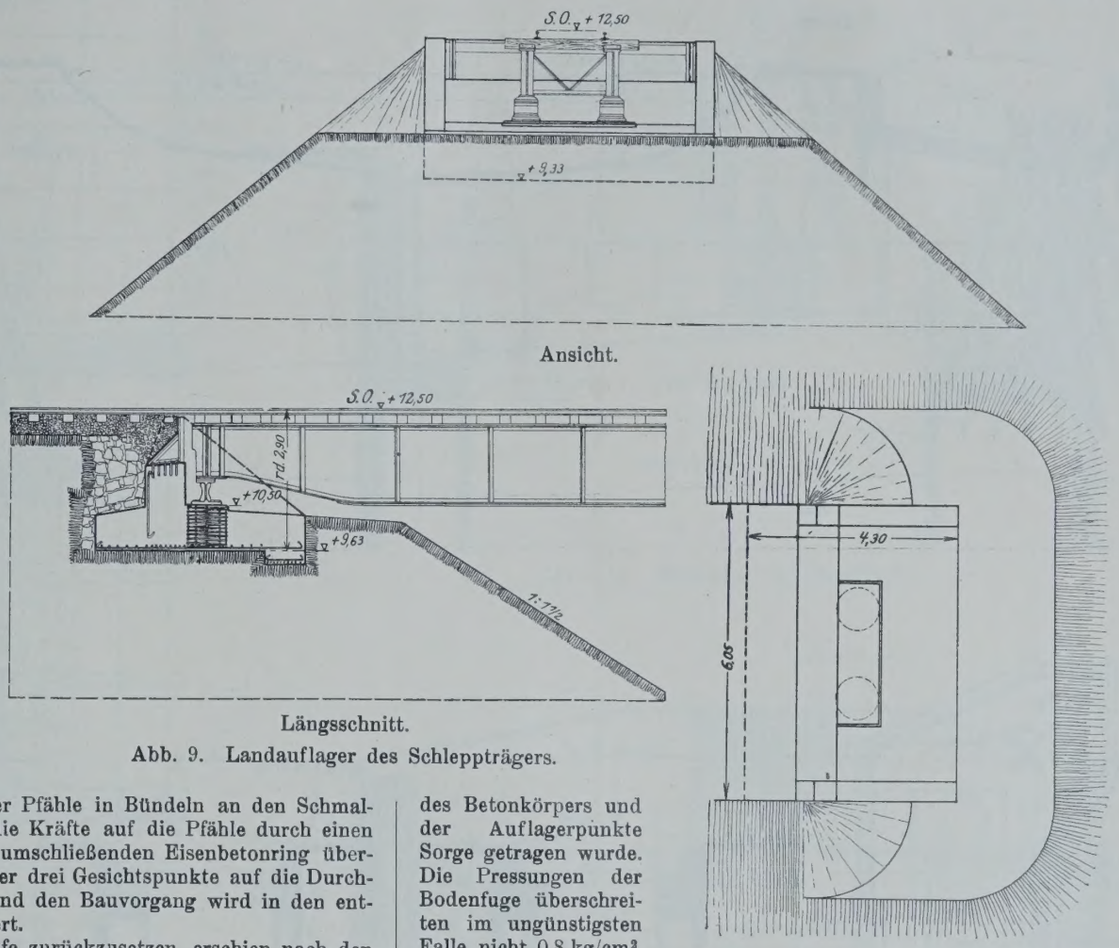


Abb. 9. Landauflager des Schleppträgers.

Der Gedanke, die Dammköpfe zurückzusetzen, erschien nach den bisherigen Erfahrungen als der bedeutsamste Vorzug der vorgeschlagenen Lösung, da die hierdurch eintretende Entlastung der Pfeiler die Sicherheit des ganzen Bauwerks beträchtlich erhöhte.

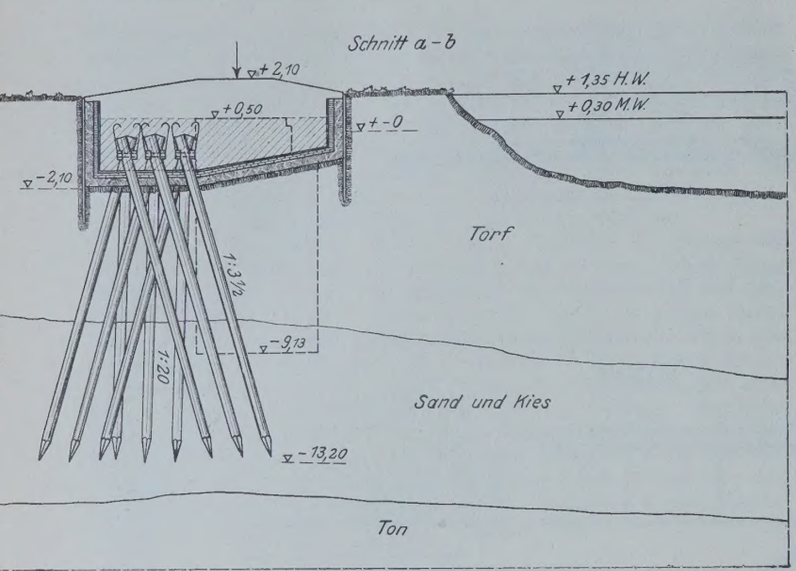
Eine wesentliche Eigentümlichkeit der Bauart des alten Überbaues war die Verwendung sehr kurzer Schleppträger, um deren Eigengewicht sowie den Auflagerdruck aus den Betriebslasten möglichst niedrig zu halten, was bei Anordnung der Schleppträgerauflager auf der Krone der hohen und frisch geschütteten Dämme — also an deren empfindlichster Stelle — naturgemäß von großer Bedeutung war und in dem Harkortschen Entwurf eine zweckmäßige Lösung gefunden hatte. Durch das Zurücksetzen der Dammköpfe mußte, da sich eine Verlängerung der Kragarme des Kragträgers wegen der Durchbiegungen nicht empfahl, die Vergrößerung der Stützweite der Schleppträger auf rd. 17,5 m (also auf das $3^1/_2$fache der alten Schleppträger) in Kauf genommen werden, wodurch deren Eigengewicht und Auflagerdruck beträchtlich vergrößert wurden. Hierin konnten jedoch keine Bedenken mehr erblickt werden, wie aus den folgenden Betrachtungen hervorgeht. An den Schleppträgerlagern des alten Überbaues waren Regelungen ihrer Höhenlage bis in die letzte Zeit in kurzen Zeiträumen dauernd erforderlich gewesen. Aus der Tatsache jedoch, daß die Höhenlage der an die Schleppträger anschließenden Streckengleise innerhalb der letzten 10 Jahre unveränderlich blieb, obgleich auch sie in großer Ausdehnung auf den hohen Dämmen lagen, geht hervor, daß sich die Sackungen auf die Sofas selbst beschränkten, daß jedoch Sackungen der Dämme in merkbarem Umfange nicht mehr eingetreten waren. Das Sacken der Sofas erklärt sich daraus, daß sie nur oben auf das Erdreich der Dämme aufgesetzt und dadurch vor allem den Frosteinwirkungen stark ausgesetzt waren und daß die verhältnismäßig leichten Sofas den Stößen der Betriebslasten wenig Widerstand boten, wodurch deren Einarbeiten in das Erdreich begünstigt wurde.

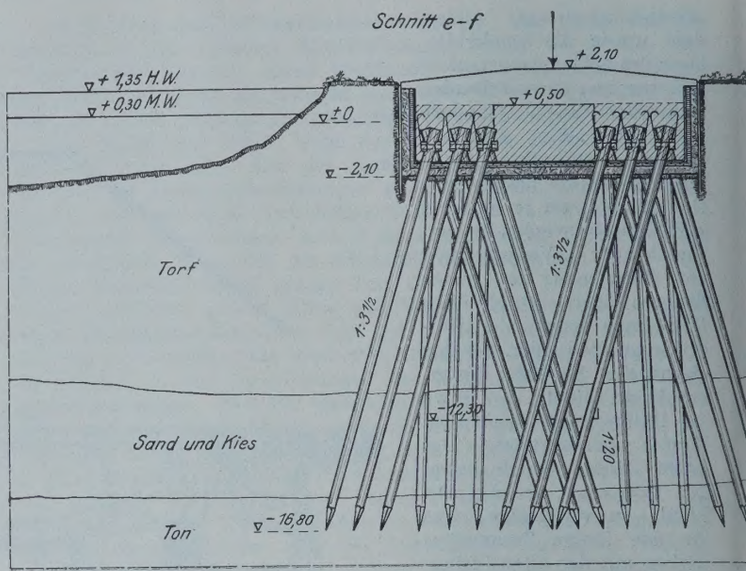
Da bei dem Alter der Dämme und nach ihrem Verhalten in den letzten Jahren sowie nach dem Ergebnis der Bohrungen mit weiteren erheblichen Sackungen nicht mehr zu rechnen war, wurde die in Abb. 9 wiedergegebene Anordnung der Dammwiderlager gewählt. Sie wurden aus Beton hergestellt und frostfrei gegründet. Unterkante Betonkörper liegt rd. 2,90 m unter S.O., also mehr in der Masse des Dammkörpers, womit eine wesentlich günstigere Übertragung der Drücke stattfindet, für deren fast gleichmäßige Verteilung über die ganze untere Fläche durch entsprechende Wahl der Form und Abmessungen des Betonkörpers und der Auflagerpunkte Sorge getragen wurde. Die Pressungen der Bodenfuge überschreiten im ungünstigsten Falle nicht 0,8 kg/cm². Recht beruhigend in dieser Hinsicht wirkte der Befund des Dammbodens, auf den die Betonkörper gesetzt wurden; der Boden war so fest geworden, daß er sich teilweise nur mit der Hacke lösen ließ. Wegen ihres erheblichen Eigengewichts sind die Widerlager gegenüber Stoßwirkungen der Betriebsmittel wenig empfindlich. Der erste landseitige Schienenstoß wurde 3 m vom Dammwiderlager abgerückt.

Es ist hiernach zu erwarten, daß wesentliche Sackungen der Widerlager nicht mehr eintreten werden. Da jedoch die Auflagerung der Schleppträger auf den Dämmen stets ein empfindlicher Punkt bleiben wird, an dem Störungen am ehesten eintreten können, wurden an den Auflagern weitgehende Maßnahmen getroffen, um einen Ausgleich etwaiger Sackungen leicht herbeiführen zu können (vgl. die späteren Ausführungen).

b) Pfeilerverstärkung. Die Pfeilergrundmauern waren nach Entlastung vom Erddruck, von den wagerechten Kräften aus dem Überbau und von dem Gewicht des abzubrechenden Pfeilermauerwerks in der Lage, ohne Überschreitung der als zulässig erachteten Bodenpressungen die lotrechten Drücke der schwereren neuen Überbauten einschließlich der Betriebslasten aus Lastenzug N aufzunehmen. Um sie auch gegen die wagerechten Kräfte standsicher zu machen, wurden sie verstärkt durch Pfähle, deren Zahl bestimmt wurde unter der Annahme, daß sie allein den Erddruck und die wagerechten Kräfte aufzunehmen hatten. Die Auflagersteine bezw. die die Übertragung der Auflagerdrücke vermittelnden Böcke aus Flußstahl, im folgenden kurz als „Standböcke“ bezeichnet, wurden unmittelbar auf das alte Pfeilermauerwerk aufgesetzt. Die wagerechten Kräfte wurden auf die Pfähle übertragen durch einen bewehrten Betonring, der sich in einer Stärke von etwa $1{,}2 \times 1{,}2$ m um die Pfeiler legt, mit denen er durch in diese eingestemmte Nuten innig verbunden ist, und über den Pfahlköpfen verstärkt und verbreitert ist.

Die ursprüngliche Absicht, für die Pfeilerverstärkung Rammpfähle aus bewehrtem Beton zu verwenden, wurde aufgegeben, da die Schutzmittel (Verwendung von kalkarmem Zement, Traßzusatz, Schutzanstriche) keinen unbedingt sicheren Schutz gegen die angreifenden Grundwässer erwarten ließen. Es wurden daher Pfähle aus Kiefernholz verwendet, die bei einer Länge von rd. 19 m einen mittleren Durchmesser von 42 cm erhielten. Am Südpfeiler, der die festen Auflager trägt, war der Hauptanteil der Bremskräfte aufzunehmen. Daher war





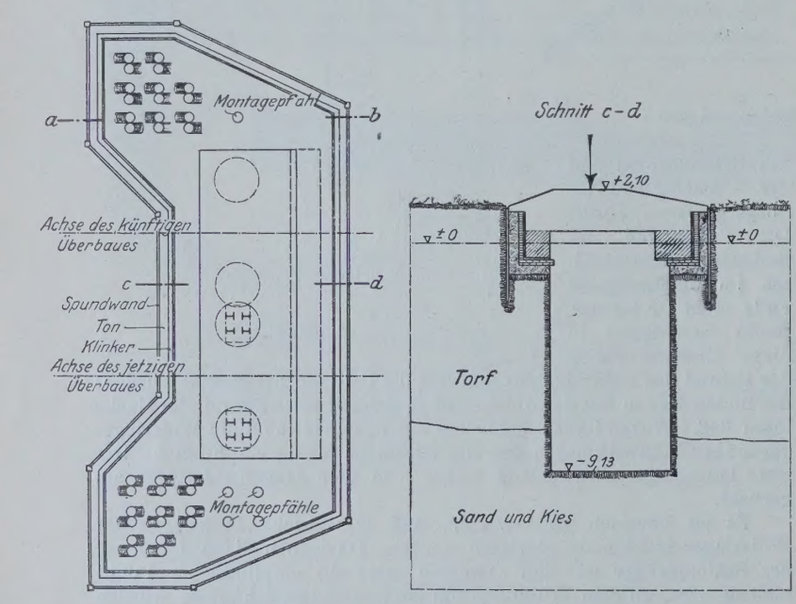


Abb. 11. Verstärkung des Nordpfeilers.

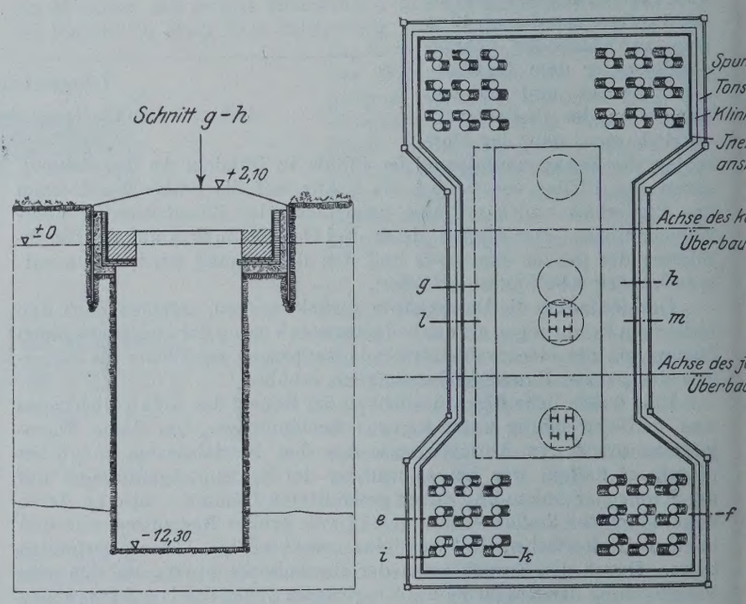


Abb. 10. Verstärkung des Südpfeilers.

hier die größere Zahl von Pfählen erforderlich, die symmetrisch zu den Hauptachsen der Pfeiler angeordnet wurden, (Abb. 10). Am Nordpfeiler mußten sämtliche Pfähle an der Landseite angeordnet werden, da die seinerzeit vor diesen Pfeiler geschütteten Steinmassen das Rammen an der Wasserseite verhinderten (Abb. 11). Für die Rammarbeiten, die von der Firma Thomas an die Firma Hans Behm-Hamburg weiter vergeben waren, wurde eine einfache Dampframme mit Nachlaufkatze mit 23 m hohem Mäkler verwendet. Das Bärgewicht betrug 2200 kg, die Fallhöhe 1,80 m. Die Rammung wurde so lange fortgesetzt, bis die Eindringungstiefe bei den letzten 10 Schlägen 20 mm betrug. Die zeichnungsgemäße Niederbringung der Pfähle machte keine Schwierigkeiten, obgleich die eintretende Bodenverdichtung sich beim Rammen der letzten Pfähle stark bemerkbar machte.

Je zwei Pfähle wurden durch kräftige hölzerne Zangen und Bolzen verbunden; mit letzteren wurden lange, in den Beton tief einbindende Flacheisenbügel verschraubt (Abb. 12 u. 13).

Die Baugrube für die Herstellung der Betonringe war durch kurze Spundwände eingefaßt. Um den Beton gegen die Einwirkung der angreifenden Grundwasser möglichst widerstandsfähig zu machen wurde Eisenportlandzement mit Traßzusatz verwendet. Um ferner den Zutritt des Grundwassers möglichst zu erschweren, wurde der Betonkörper an der Unterseite und den Wänden mit einer Klinker, schicht umgeben, die innen mit Inertol gestrichen und außen mit einer Tonschicht von 30 cm Stärke umstampft wurde (Abb. 12, 14 u. 15). Es war nicht beabsichtigt, hierdurch das Eindringen des Grundwassers in den Beton überhaupt zu unterbinden, sondern es sollte nur das Zustandekommen eines Grundwasserstroms verhindert werden, der eine ständige Erneuerung der angreifenden Bestandteile verursachen würde.

Die Wasserhaltung in der Baugrube am Südpfeiler machte keine Schwierigkeiten. Dagegen war es am Nordpfeiler, wo das Wasser durch die Steinschüttung von unten her ungehinderten Zutritt fand, auch unter Verwendung dreier maschinell betriebener Pumpen nicht möglich, den Aushub der Baugrube, der die Forträumung der bis zu $^1/_3$ m³ großen Steine erforderte, zu bewerk-

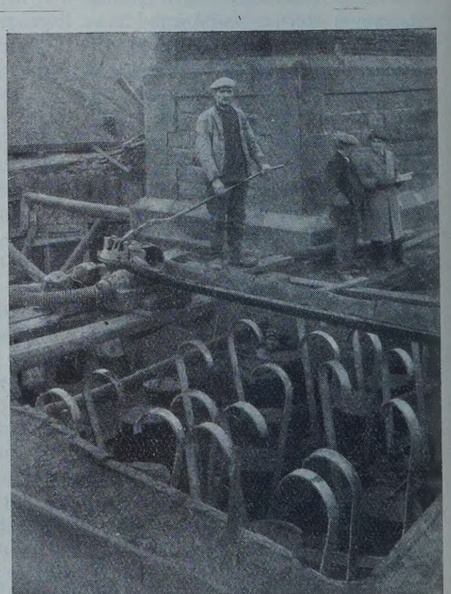
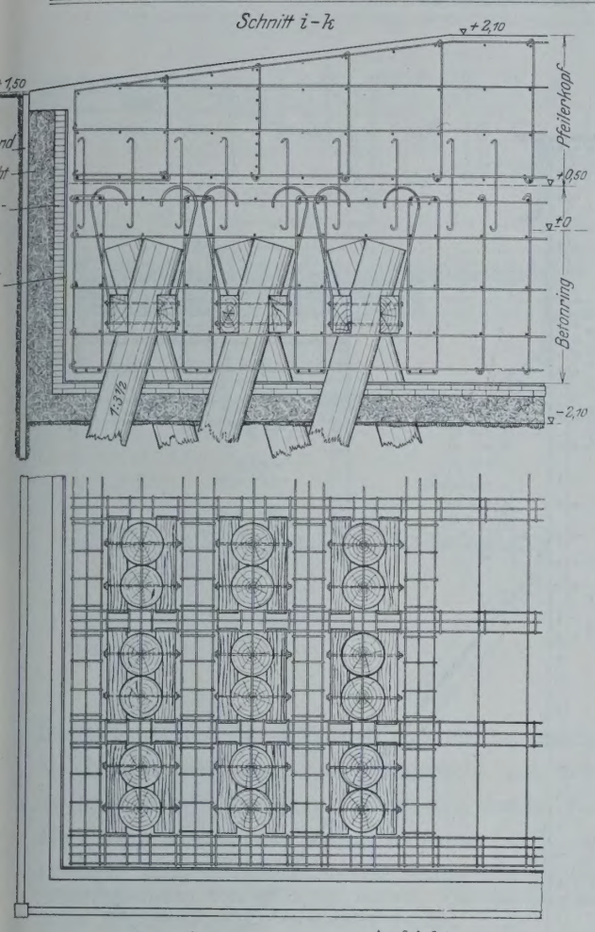
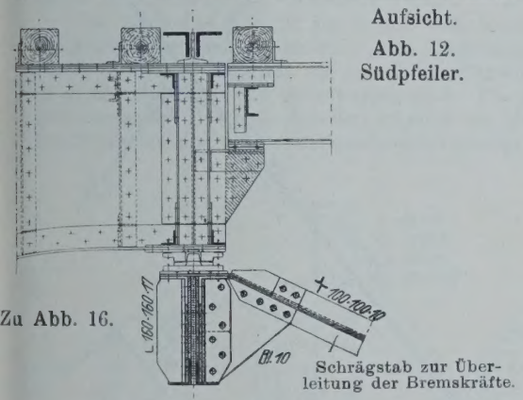


Abb. 13.



Aufsicht.

Abb. 12. Südpfeiler.



Zu Abb. 16.

Schrägstab zur Überleitung der Bremskräfte.

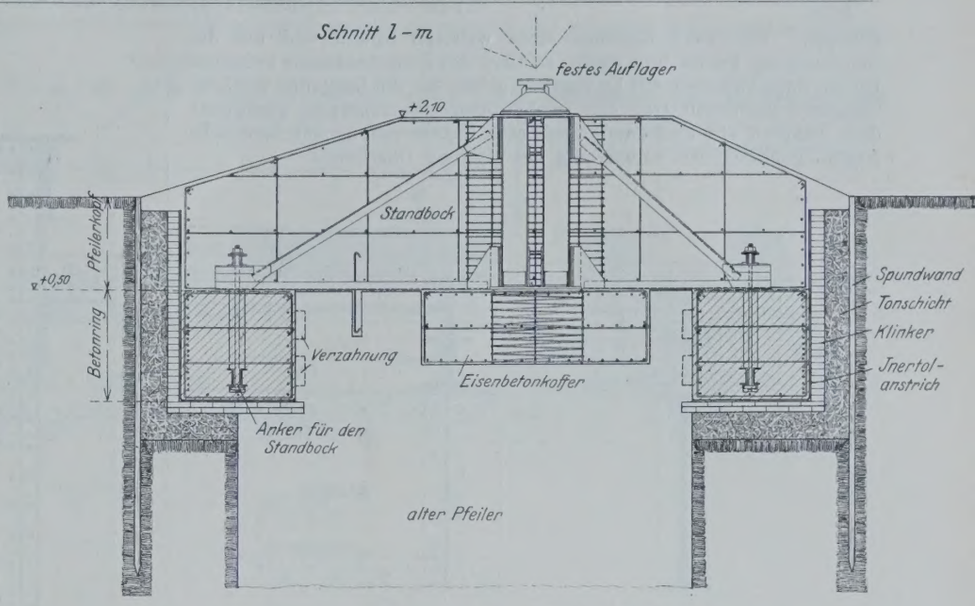


Abb. 14. Südpfeiler mit Standbock.

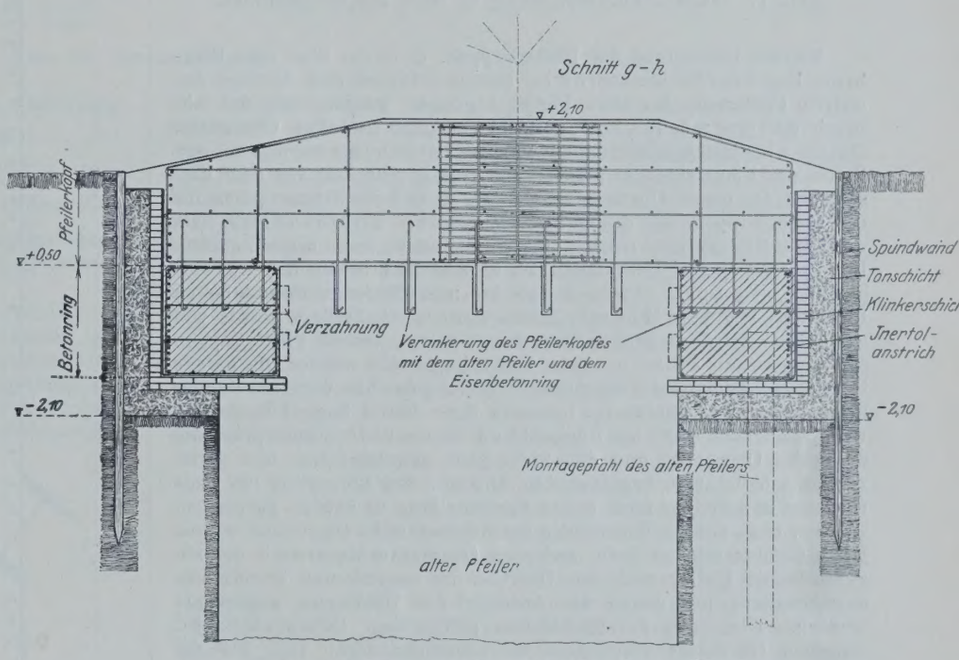
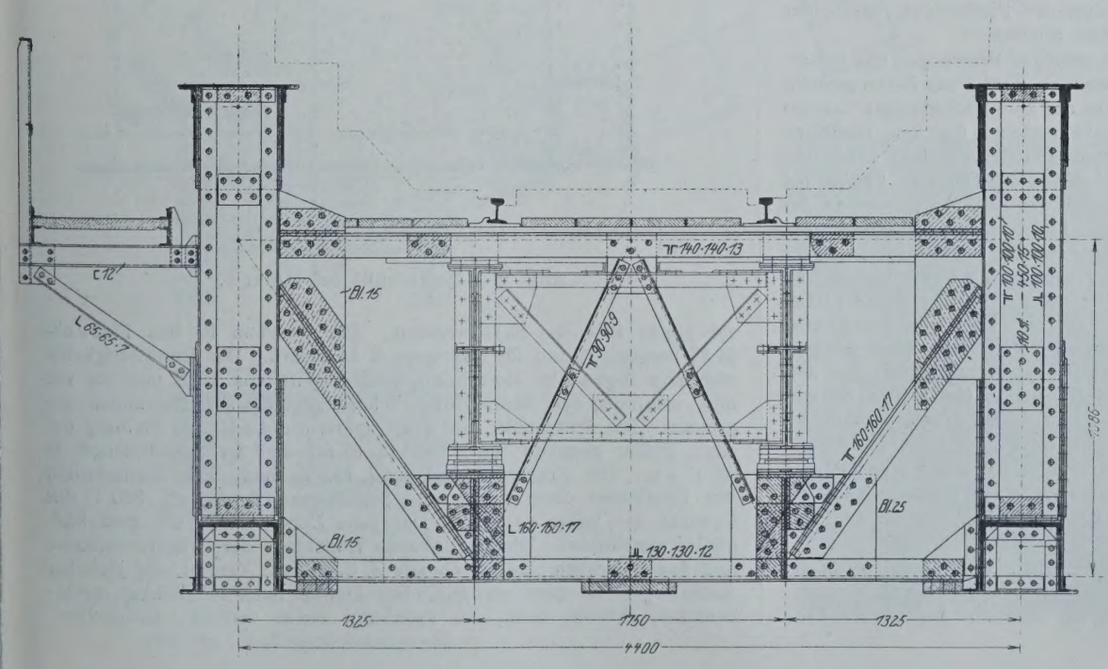


Abb. 15. Südpfeiler. Auflagerstein für den 2. Überbau.



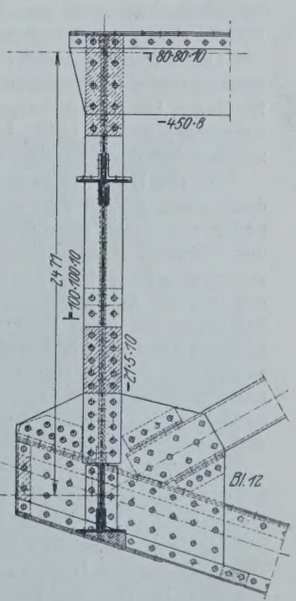


Abb. 16. Querschnitt bei Punkt I. (Endquerträger.)

stelligen. Erst nach Rammen einer weiteren Spundwand um die Steinpackung herum und nach Verfüllen des Zwischenraums zwischen beiden Spundwänden mit Dammerde gelang es, die Baugrube trockenzulegen. Hierdurch trat eine mehrwöchige Verzögerung gegenüber dem Bauplan ein und damit auch eine Unterbrechung der bereits in Angriff genommenen Aufstellung des eisernen Überbaues.

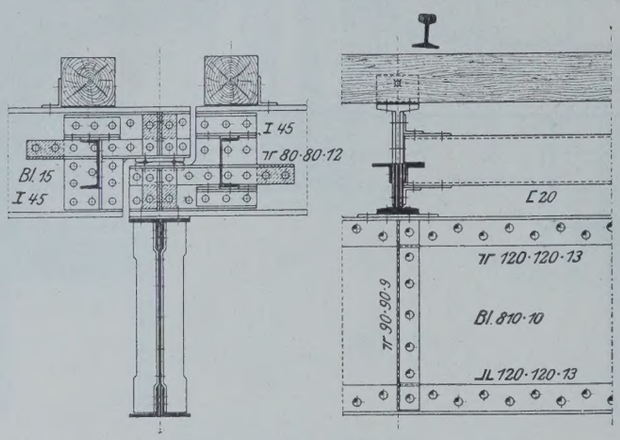


Abb. 17. Fahrbahnunterbrechung in Mitte der Hauptbrücke.

Mit der Herstellung der Pfeilerkuppen, d. h. des über dem Ringbeton liegenden Betonmauerwerks, konnte erst nach dem Abbruch der oberen Pfeilerteile der alten Pfeiler begonnen werden, und der Abbruch war erst möglich nach der Unterfangung des alten Überbaues. Die die Abfangeträger stützenden eisernen Gerüstböcke wurden auf den Beton der Pfeilerringe aufgesetzt und erst unmittelbar vor dem Einschieben des neuen Überbaues beseitigt, so daß die Betonarbeiten für die Pfeilerkuppen bis dahin hinausgeschoben werden mußten. Da das Einschieben des neuen Überbaues nach dem ursprünglichen Bauplan auf Anfang Dezember 1924, also in die Frostzeit fiel, war vorgesehen, daß nach diesem Zeitpunkte auszuführende Betonarbeiten bis in das Frühjahr 1925 verschoben wurden. Außerdem wurde von der R. B. D. Schwerin großer Wert darauf gelegt, daß die Pfeilerkuppen für die ganzen Pfeiler in einem Stück hergestellt wurden, da gerade in Pfeilermitte eine satte fugenlose Umhüllung der hier dicht aneinander liegenden Auflagersteine im Interesse ihrer festen Lage anzustreben war. Schließlich sollte mit Rücksicht auf die starke Überbeanspruchung des alten Überbaues und den nicht ganz ungefährlichen und daher zeitlich möglichst zu begrenzenden Zustand der Abfangung der neue Überbau unmittelbar nach seiner Fertigstellung in Betrieb genommen werden, ohne daß die Beendigung der Betonarbeiten abgewartet wurde. Diese Gründe führten dazu, zwischen Oberkante Mauerwerk der abgebrochenen Pfeiler und den Überbau die sogenannten Standböcke einzuschalten, auf denen die Auflager des Überbaues angeordnet wurden. Die Höhe der Standböcke gleich dem Höhenunterschied zwischen Oberkante Mauerwerk und Auflager ergab sich aus der Höhenlage der Auflager, die durch die Ordinate des höchsten H. W. bestimmt war, und aus der Höhenlage der Pfeilerringe bezw. der Pfähle, deren Köpfe unter N. W. bleiben mußten.

Die Standböcke wurden, um die zulässigen Pressungen des Mauerwerks nicht zu überschreiten, auf besondere Koffer aus Beton gestellt, für deren Herstellung wegen der Kürze der Zeit hochwertiger Zement verwendet wurde (Abb. 14). Die Auflagersteine für den künftigen zweiten Überbau wurden aus bewehrtem Beton hergestellt (Abb. 15).

Da die Hauptträgerentfernung bei dem alten Überbau 4,60 m, bei dem neuen jedoch 4,40 m beträgt, wurde die Brückenlängsachse des neuen um 10 cm gegenüber der des alten nach außen verschoben, um den inneren Auflagersteinen des künftigen zweiten Überbaues günstigere Abmessungen geben zu können. Der Abstand der Auflagermitten der inneren Auflagersteine beträgt nunmehr 1,40 m (gegenüber 1,00 m bei denen des alten Überbaues). Der Abstand zwischen den Außenkanten der Gurtwandbleche der inneren Hauptträger (des jetzigen neuen und des künftigen zweiten Überbaues) beträgt unter der Annahme gleichartiger Querschnittausbildung der Gurtungen 85 cm, so daß für das Auswechseln von Nieten oder sonstige Arbeiten genügend Arbeitsraum verbleibt.

Alle Teile der Pfeiler und des Überbaues, bei denen eine etwaige spätere Verstärkung mit unverhältnismäßig hohen Kosten verbunden sein würde (Pfähle, Bewehrung des Ringes, Auflagersteine, Auflager des Überbaues), wurden für Lastenzug N bemessen.

c) Eiserner Überbau. Die Trägerform des eisernen Überbaues, die Abb. 18 erkennen läßt, gibt in ihrem offenen Aufbau als Strebenfachwerk mit den durch Rhombenbildung betonten Auflagerständern

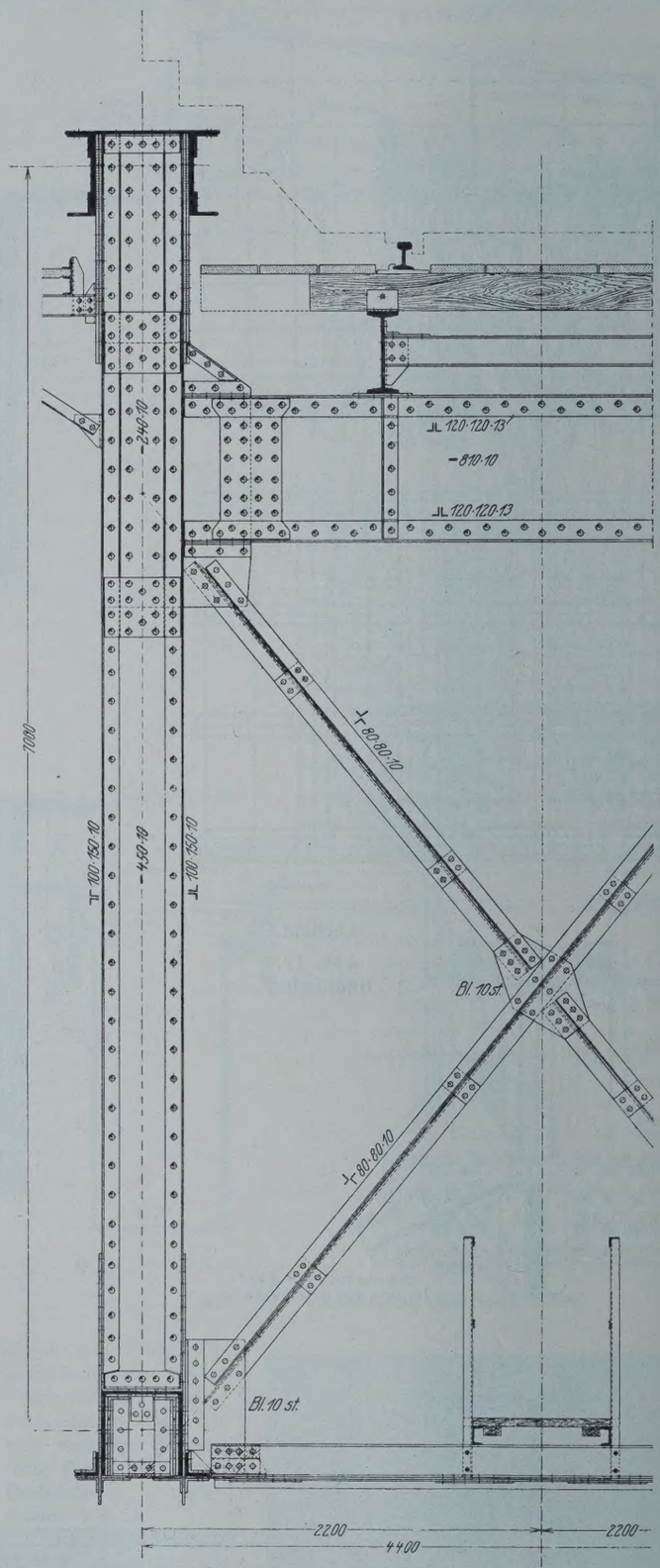


Abb. 19. Querschnitt bei Punkt 6.

ein klares Bild des Kräfteverlaufs. Der Überbau ist aus Flußstahl St 37 hergestellt und für Lastenzug E bemessen. Der Standfestigkeitsrechnung liegen die „Berechnungsgrundlagen“ von 1922 und die vor und während der Bearbeitung bekanntgegebenen Ergänzungen zugrunde. Die Stützweite des Kragträgers, die durch die Stellung der alten Pfeiler gegeben war, beträgt 67 m, die der Schleppträger je rd. 17,5 m. Die Kragarme sind je rd. 12,5 m lang. Das Eisengewicht des Überbaues ohne Lager und Standböcke beträgt rd. 380 t, das Gewicht der Lager rd. 11 t. Das feste Lager wurde auf dem Südpfeiler angeordnet. Die feststehende Höhenlage der Trägerunterkante und das Bestreben, die bestehende S. O. zwecks Vermeidung jeglicher Änderungen an dem empfindlichen Damm nach Möglichkeit beizubehalten, führten dazu, die Fahrbahn etwas versenkt anzuordnen.

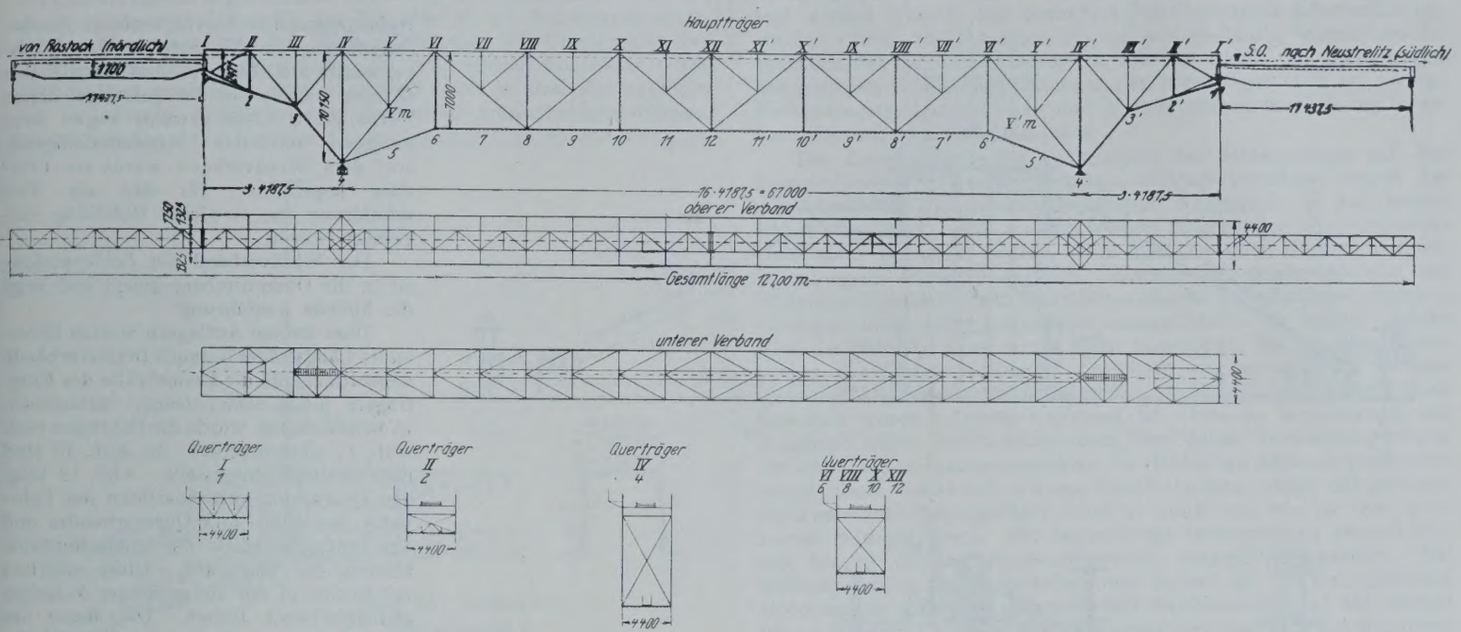


Abb. 18. Systemübersicht.

Damit wurde für diesen Baustoff eine für die günstige Ausbildung des Systems noch ausreichende Trägerhöhe von 7,00 m $\left(=\frac{1}{9,5}\,l\right)$ bei einem Hauptträgerabstande von 4,40 m erzielt. Die Höhen über den Pfeilern ergeben sich dabei zu rd. 10,2 m $\left(=\frac{1}{6,5}\,l\right)$. Durch Einschaltung eines Zwischenfachwerks wurde eine zweckmäßige Querträgerentfernung von rd. 4,2 m erzielt. Für die Längsträger konnten daher noch Walzprofile verwendet werden.

Die Schwellen von 22 cm Breite und 20 cm Höhe (bei 1,75 m Längsträgerentfernung) bestehen aus Kiefernholz, da E-Lasten auf dieser Strecke (G-Strecke), die zurzeit als Nebenbahn betrieben wird, in absehbarer Zeit nicht zu erwarten sind. Die später gegebenenfalls einzubauenden Hartholzschwellen erhalten die gleichen Abmessungen. Die Schwellen sind mit Schwellenwinkeln befestigt. Zwischen Schwellen und Schwellenträgern wurden gepreßte Pappelholzplättchen eingeschaltet. Auf dem Überbau wurden Schienen der Form 15c von 18 m Länge verlegt. Auf dem Nordufer (bewegliches Auflager) wurde eine Schienenauszugvorrichtung eingebaut. Von der Anbringung von Entgleisungsschutzvorrichtungen wurde vorläufig abgesehen, doch steht ihrem etwaigen späteren Einbau nichts im Wege. Als Belag wurden Betonplatten nach der bekannten Musterzeichnung des E. Z. A. verwendet, die hier auch aus dem Grunde zweckmäßig waren, weil die an die Brücke anschließenden Streckengleise nach beiden Richtungen mit 1 : 125 teils auf größere Längen ansteigen und Brände des Belags auf dem alten Überbau, wohl durch starkes Arbeiten der Lokomotiven entstanden, wiederholt vorgekommen sind.

Die Längsträger bestehen aus Walzträgern I 45 und sind als durchlaufende Träger über den Querträgern angeordnet. Sie wurden mit den Querträgern erst nach Ausrüstung des Überbaues vernietet, um den Einfluß der Formänderungen der Hauptträger auf die Längsträger infolge des Eigengewichts auszuschalten. Zwischen den Schwellenträgern sind wagerechte Verbände in der üblichen Ausführung angeordnet. Landseitig sind die Längsträger in den Endfeldern des Kragträgers nach Abb. 16 auf Konsolen der Schleppträger aufgelagert.

Der Windverband des Kragträgers wurde mit Rücksicht auf die versenkte Fahrbahn in die Ebene des Untergurts verlegt. Der Obergurt ist gegen den Windverband an jedem zweiten Querträger ausgesteift. An den Gelenken ist der Windverband unterbrochen. Der Windverband wurde in K-Form ausgebildet, damit die durch die Dehnung der

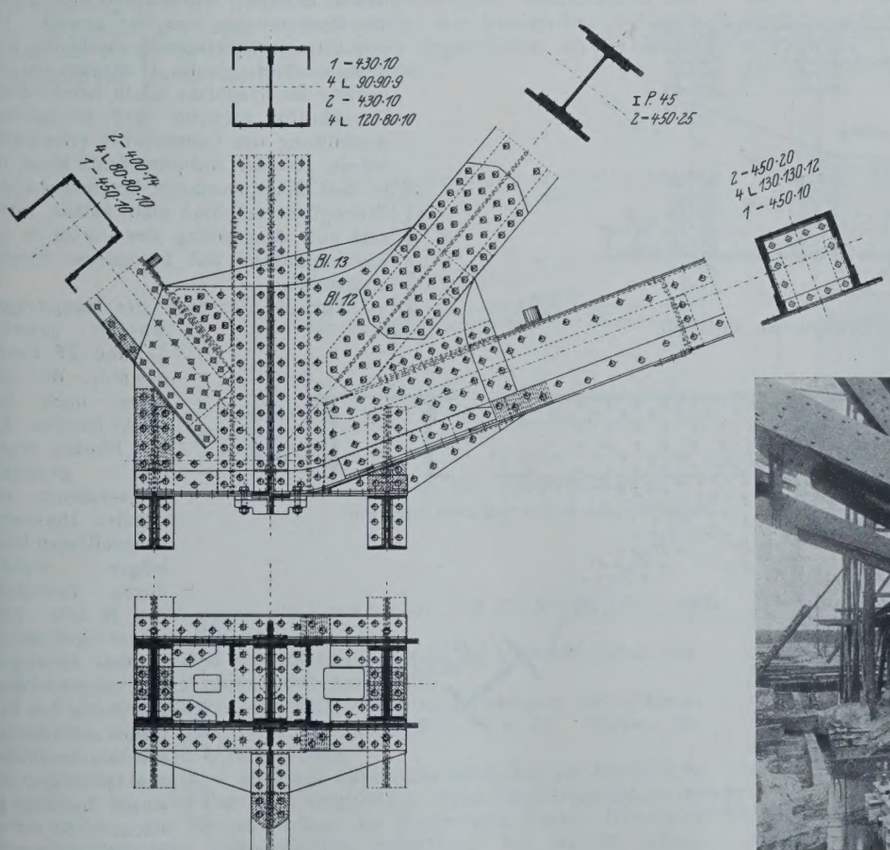


Abb. 20. Auflagerknotenpunkt 4.

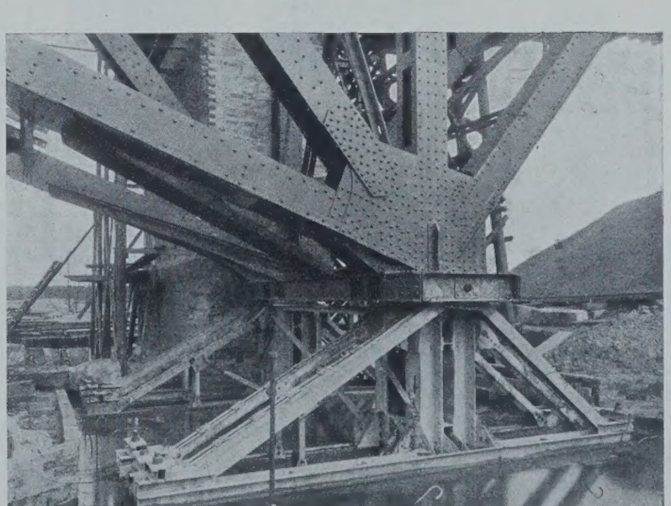


Abb. 21.

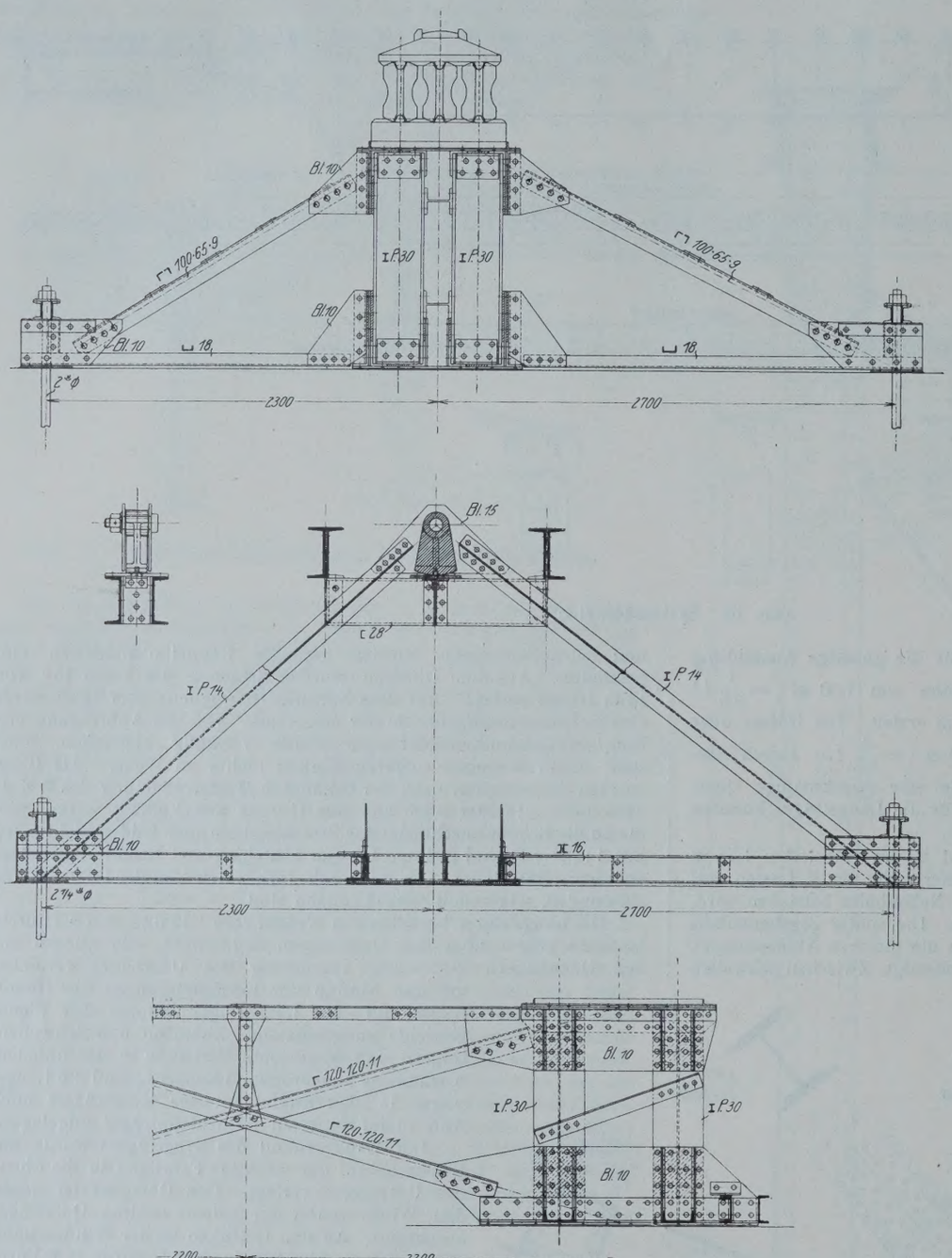


Abb. 22. Auflagerbock am beweglichen Auflager.

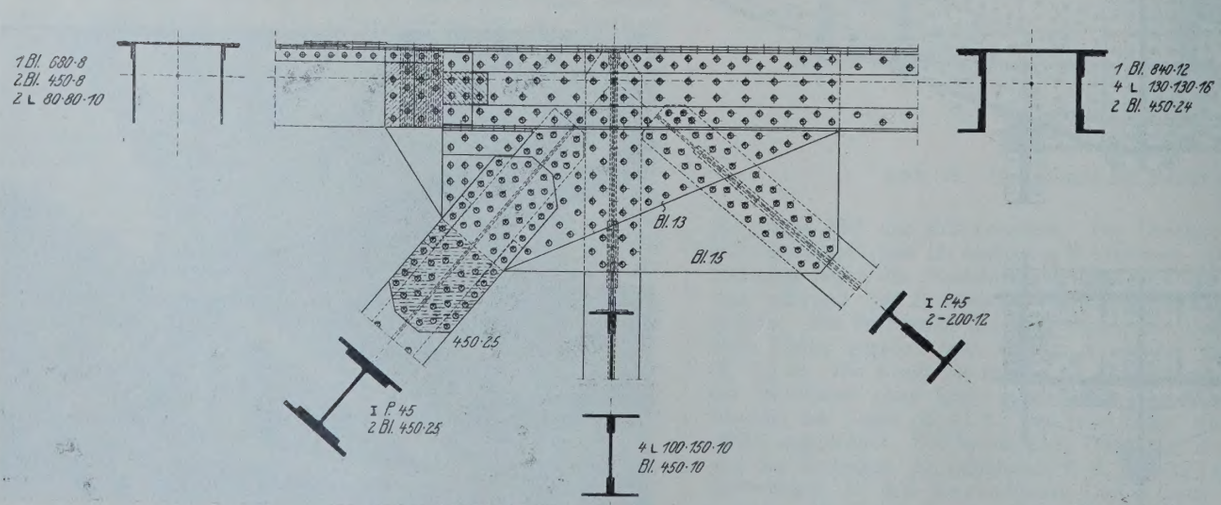


Abb. 23. Obergurtknotenpunkt VI.

Hauptträgergurte hervorgerufenen Zusatzspannungen in den Streben des Windverbandes klein bleiben. Aus dem gleichen Grunde wurden für die Querriegel dieses Verbandes U-Eisen gewählt wegen ihrer geringen seitlichen Biegungssteifigkeit. Auf dem Windverband wurde ein Prüfsteig angeordnet, für den zur Verminderung des Gewichts Holzbelag vorgesehen wurde.

Der Windverband der Schleppträger ist in die Obergurtebene gelegt und zeigt die übliche Ausführung.

Über beiden Auflagern sind in Unterkante Längsträger liegende Bremsverbände angeordnet, die die Bremskräfte des Kragträgers (ohne Schleppträger) aufnehmen. In Brückenmitte wurde die Fahrbahn nach Abb. 17 unterbrochen. In Abb. 18 sind die Verbände dargestellt. Abb. 19 zeigt den Querschnitt mit Ansichten der Fahrbahn, des Wind- und Querverbandes und des Prüfsteigs sowie die Querschnittausbildung der Gurtstäbe. Diese erhielten mit Rücksicht auf ein gefälliges Aussehen gleichbleibende Höhen. Die Masse des Querschnitts wurde in die Wandbleche gelegt. Die Verstärkung des Grundquerschnitts ist im wesentlichen durch Verstärkung der Wandbleche und Wahl größerer Winkeleisen bewirkt. In den Schwerpunktlagen der Querschnitte traten daher keine erheblichen Verschiedenheiten auf, und die Anschlüsse und die Kraftübertragung an die Knotenbleche ließen sich einwandfrei ermöglichen. Die Abstände der Bindebleche und der sogenannten Querschotten in den gedrückten Gurtstäben des mittleren Teils wurden rechnerisch ermittelt. In den gedrückten Untergurtstäben der Kragarme, die verhältnismäßig geringe Stabkräfte erhalten und daher wesentlich schwächere Abmessungen erhalten konnten, wurden die Bindebleche auf Entfernungen von $30\,i$ gesetzt. Für den Untergurtquerschnitt wurde die Hutform gewählt, da im Untergurt bei Belastung der Kragarme allein beträchtliche Druckkräfte auftreten und knicksichere Ausbildung des Querschnitts erforderlich wurde. Da der Hutquerschnitt einen tief in den Stabquerschnitt hineinreichenden Wandgliederanschluß nicht zuläßt, wurde eine gute Aussteifung des Gurtes in den Knotenpunkten mit besonderer Sorgfalt ausgeführt.

Für die Schrägen des Hauptträgers wurden gewalzte I- und IP-Profile gewählt, die teilweise noch verstärkt wurden. Für die Pfosten wurde ein genieteter I-Querschnitt verwendet. Die ebenso ausgebildeten Querträger wurden durch Eckbleche, die in die Querträger und in die Pfosten hineingreifen, angeschlossen. Die Stöße des Eckblechs mit den Stegblechen der Pfosten und Querträger sind durch Laschen gedeckt. An diese Eckbleche wurden auch die Streben

des Querverbandes angeschlossen (Abb. 19). Von besonderem Interesse st der Auflagerknotenpunkt, den die Abb. 20 mit den Querschnitten der hier zusammenlaufenden Stäbe wiedergibt. Die Übertragung des recht beträchtlichen Auflagerdrucks (rd. 600 t einschl. Zusatzkräfte) auf die anschließenden Stäbe wird vermittelt durch je zwei Knotenbleche von 13 + 12 mm Stärke in jeder der beiden Querschnittwandungen. Sämtliche Stäbe sind tief in den Knoten hineingeführt, so daß eine gute

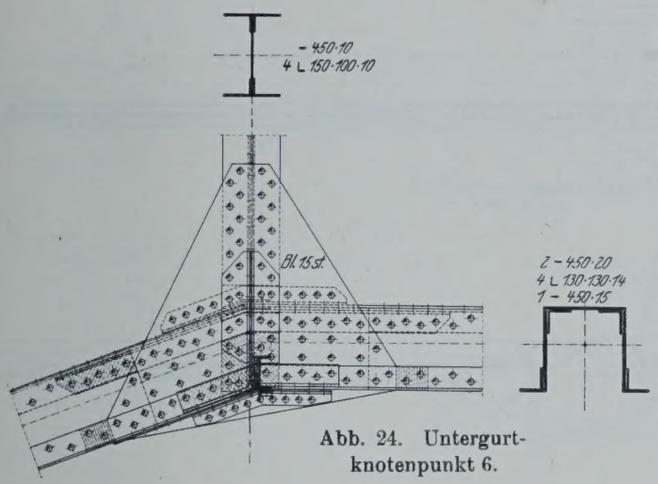


Abb. 24. Untergurtknotenpunkt 6.

Aussteifung des Knotenblechs gewährleistet ist. Die Verstärkungsbleche der ersten Schrägen stoßen stumpf gegen die Knotenbleche und sind durch Laschen angeschlossen. Die äußeren Winkel der Querschnitte sind mit Keilfutter auf die Knotenbleche geführt. Die inneren Winkel und Kopfplatten sind durch Beiwinkel angeschlossen, bei denen die abstehenden Schenkel den $1^1/_3$-fachen Nietquerschnitt erhielten. Im Abstande von 615 mm zu beiden Seiten des Auflagerpunktes ist zwischen den Knotenblechen eine kräftige Querschotte eingebaut, da an diesen Punkten die Pressen für das Anheben des Überbaues bei der Aufstellung angesetzt wurden. Das 15 mm starke Stegblech dieser Querschotten ist durch einen Schlitz im Windverbandknotenblech nach unten durchgesteckt und dient dem Anschluß der unter den Knotenblechen über beide Auflagerknoten eines Pfeilers durchgehenden U-Eisen, an denen die Windverankerung nach Abb. 21 u. 22 angebracht ist. Am festen Auflager (Abb. 21) sind die Streben der Windverankerung an einen Gelenkbolzen angeschlossen, dessen Achse mit der Kippachse der Lager zusammenfällt. Am beweglichen Auflager (Abb. 22) wurde ein Pendel aus Stahlguß eingeschaltet, um die Längsverschiebung des Auflagers zu ermöglichen.

der Schleppträger in die der Hauptträger des Kragträgers hätten gelegt werden müssen und besondere Fahrbahnträger erforderlich geworden wären, rd. 20 t Eisen erspart und weiterhin wesentliche Ersparnisse bei den Landwiderlagern insofern erzielt, als diese wegen des geringen Hauptträgerabstandes der Blechträger (1,75 m) geringe Breitenabmessungen erhielten und in ihrer ganzen Ausdehnung innerhalb des Dammquerschnitts lagen.

Der Durchbildung der Auflagerung der Schleppträger auf den Dammwiderlagern wurde besondere Sorgfalt gewidmet wegen der möglicherweise eintretenden Sackungen, wenngleich — wie bereits früher ausgeführt — mit wesentlichen Bewegungen von vornherein nicht mehr gerechnet wurde. Ein Anheben oder Hochstopfen des Betonkörpers ist nicht möglich. Etwaige Abwärtsbewegungen des Widerlagers werden durch Einschieben eiserner Zwischenlagen zwischen Untergurt und oberer Lagerplatte ausgeglichen. Zu diesem Zwecke wird der Schleppträger mit Winden angehoben, die auf dem Betonkörper neben den Auflagern aufgestellt werden und am unteren Querriegel des Querverbandes angreifen, der hierfür ausreichend stark bemessen wurde. Dieses Verfahren ist nicht so bequem wie der Ausgleich durch Schraubenspindeln, von deren Verwendung wegen der ungünstigen Inanspruchnahme der Schrauben Abstand genommen wurde, doch wirken sich etwaige Verschiebungen infolge der größeren Stützweite der Schleppträger nicht so stark aus wie bei den alten kurzen Schleppträgern. Mit den eisernen Zwischenlagen können vorerst bis zu 150 mm Höhenunterschied ausgeglichen werden. Bei Sackungen über 150 mm werden neue Stelzen mit 150 mm größerem Durchmesser eingebaut und weiterhin Zwischenlagen, so daß hiermit bis zu 300 mm starke Sackungen ausgeglichen werden. Bei Setzungen über 300 mm wird ein neuer Auflagerstein von 300 mm Höhe eingebaut, wonach wieder, wie vorher angegeben, verfahren werden kann.

Falls ein Kippen des Betonkörpers infolge ungleichmäßigen Setzens eintreten sollte, können keilförmige Zwischenlagen eingebaut werden. Damit die obere Kante des Betonkörpers infolge einer Kippbewegung nicht gegen das Ende des Blechträgers stößt, ist bei letzterem das Stegblech mit einem Ausschnitt versehen worden (Abb. 25). Bei dem Kiesbettabschluß (Abb. 25) ist durch Anordnung mehrerer Ankerlöcher hintereinander ein Versetzen des Eisenkörpers nach rückwärts ermöglicht. Ferner wurde in der Anordnung der Schrauben zur Befestigung der oberen Lagerplatte des Auflagers die Möglichkeit einer Versetzung vorgesehen.

Die Schleppträger sind auf dem Endquerträger des Kragträgers durch Einschaltung von Stahlgußlagern üblicher Bauart aufgelagert (Abb. 16). Die wagerechten Kräfte aus den Schleppträgern, die durch den in der Obergurtebene liegenden Windverband übertragen werden, werden durch knaggenartig ausgebildete, auf dem Blechträgerobergurt aufgenietete ⊥-Eisenstücke unmittelbar an den Obergurtstab des gegliedert ausgeführten Endquerträgers abgegeben. Durch entsprechende

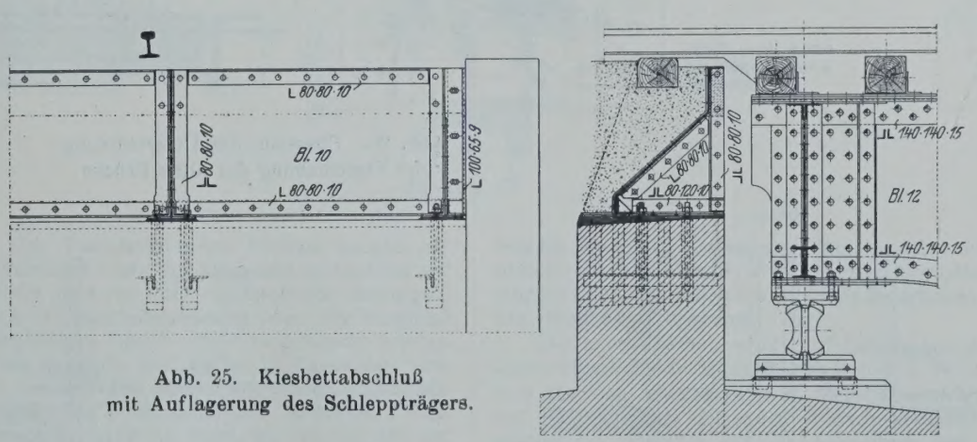


Abb. 25. Kiesbettabschluß mit Auflagerung des Schleppträgers.

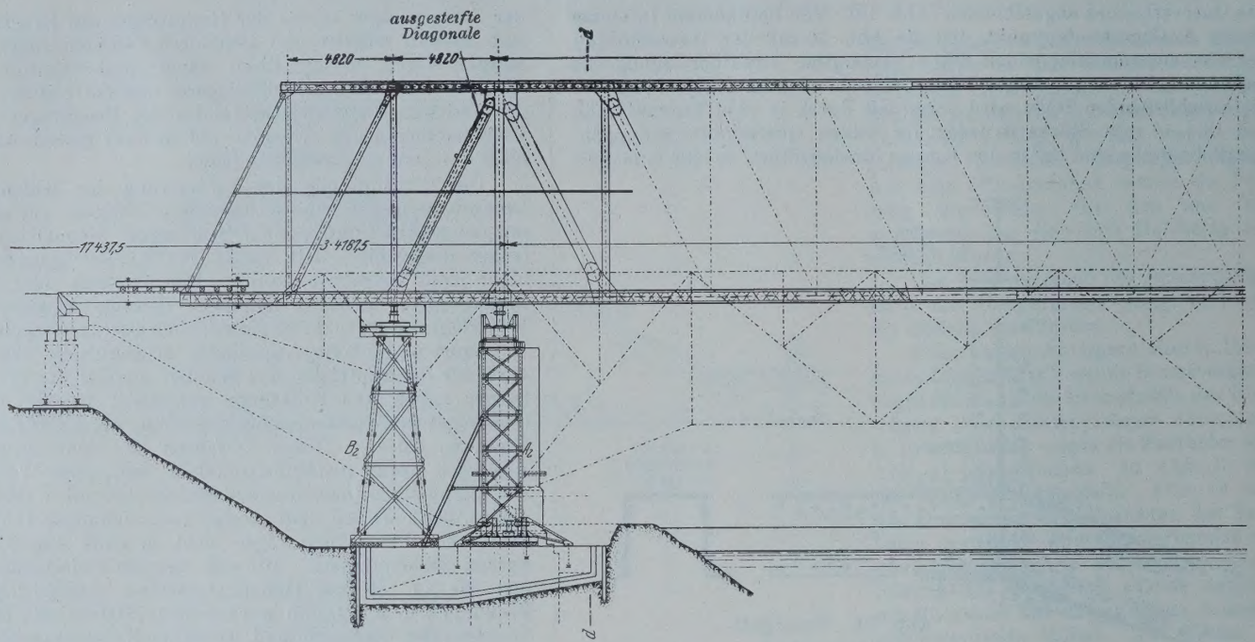
Abb. 21 u. 22 zeigen die Konstruktion und die Verankerung der Standböcke unter den Auflagern.

Die Auflager sind als Linienkipplager in der grundsätzlichen Ausführung der Normblattentwürfe hergestellt.

Die ersten Knotenpunkte im Ober- und Untergurt im mittleren Teil des Kragträgers veranschaulichen Abb. 23 u. 24. Weitere Erläuterungen hierzu erübrigen sich.

Die Schleppträger sind aus Sparsamkeitsgründen als Blechträger mit oben liegender Fahrbahn ausgebildet, deren Hauptträgerachsen in den Achsen der Schwellenträger des Kragträgers liegen. Hierdurch wurden gegenüber fachwerkartiger Ausbildung, bei der die Achsen

Bearbeitung der ⊥-Eisenstücke wird erreicht, daß die Kräfte genau in der Schwerlinie des Obergurtstabes übertragen werden. Dabei ist durch Belassung ausreichenden Spielraums die freie Bewegung des Schleppträgers bei Durchbiegungen bezw. Verdrehungen in senkrechter und wagerechter Richtung gewahrt. Die Queraussteifung des Schleppträgers über diesem Auflagerpunkte ist in zwei Verbände aufgelöst, die die mittleren Schrägen des gegliederten Endquerträgers zwischen sich fassen. Die Bremskräfte aus den Schleppträgern werden durch Schrägstäbe, die an ein am Auflager befestigtes gebogenes Knotenblech angeschlossen sind, unmittelbar in den Windverband des Kragträgers geleitet (Abb. 16 u. 18).



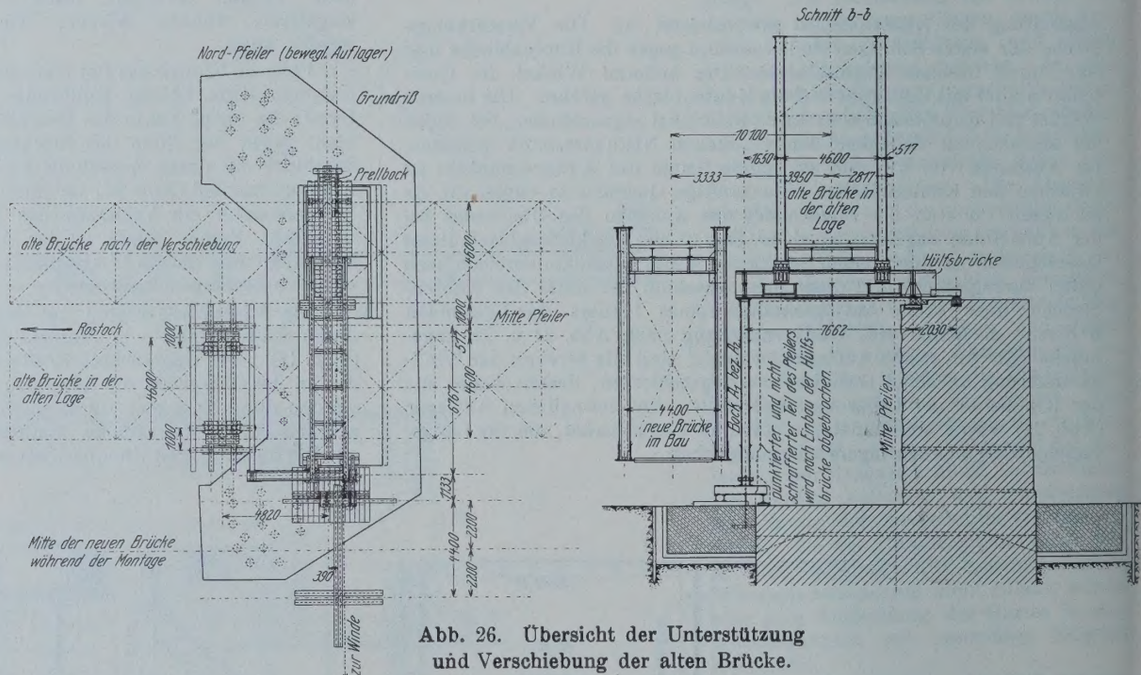
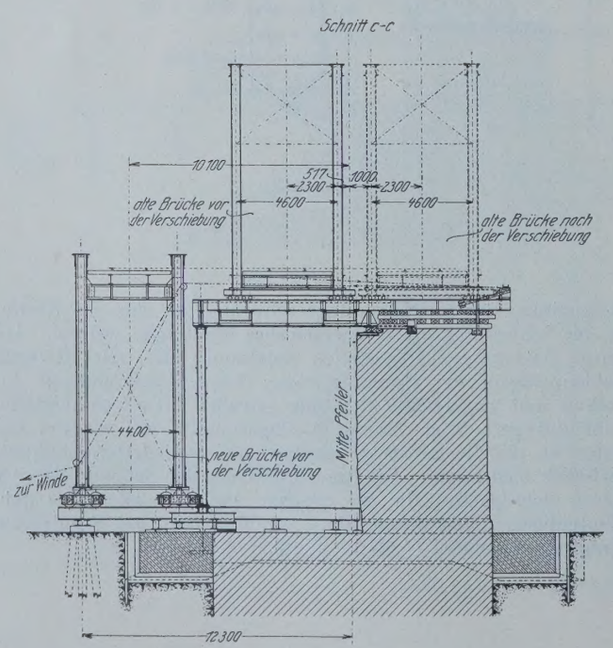
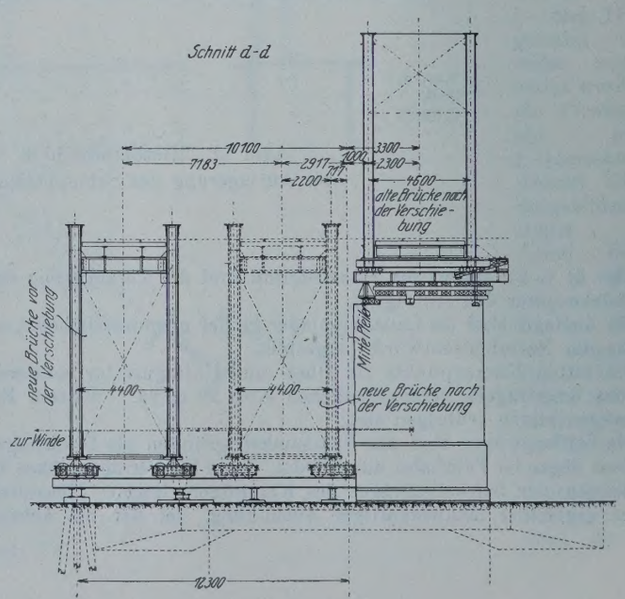
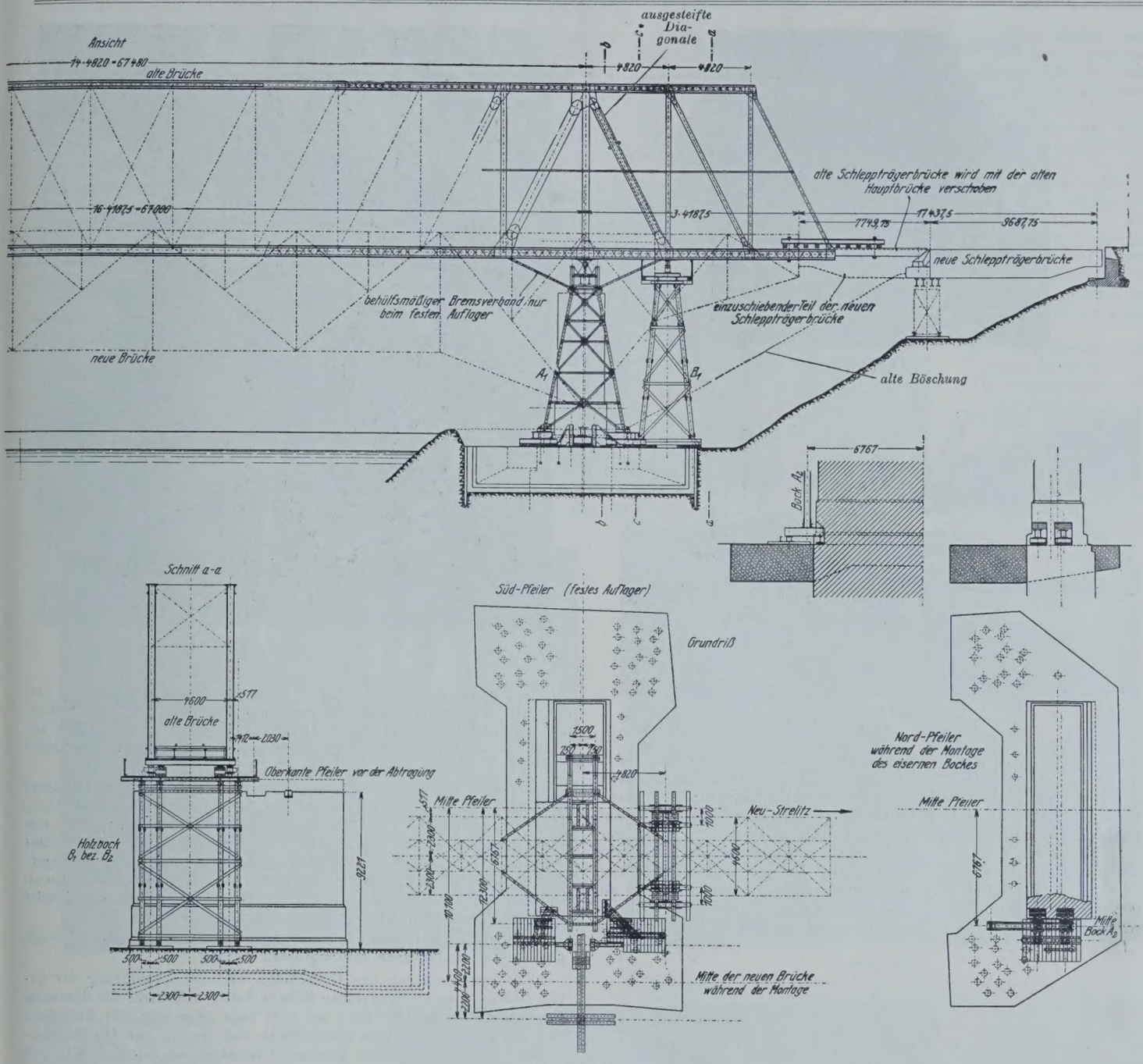


Abb. 26. Übersicht der Unterstützung und Verschiebung der alten Brücke.







Zu Abb. 26.

d) **Bauvorgang.** Den bauausführenden Firmen konnte auf beiden Warnowufern ausreichend Platz auf bahneigenem Gelände zur Verfügung gestellt werden für die Aufstellung von Baubuden, Schuppen, von Maschinen für Kraft- und Drucklufterzeugung usw. Da Baugleise wegen der hohen nur eingleisigen Dämme nicht vorgestreckt werden konnten, mußten sämtliche Baustoffe und Geräte in Zugpausen vom Betriebsgleis aus entladen werden. Der Zement wurde durch Rutschen in die am Dammfuß aufgestellten Zementschuppen befördert. Zum Abladen der schweren Bauteile wurde am Nordufer, von wo aus der Vorbau des Überbaues begann, ein fahrbarer Kran aufgestellt, der das Betriebsgleis und eine rd. 300 m² große Ladebühne bestrich.

Der Bauvorgang ist auf Abb. 26 im Zusammenhange dargestellt.

Die Arbeiten begannen im Juli 1924 mit dem Bau der Betonkörper für die Landwiderlager, die unter dem Schutze der Notbrücken hergestellt wurden. Darauf wurde an beiden Ufern die landseitige größere Hälfte der Schleppträger eingebaut. Diese reichte von den neuen Landwiderlagern bis zu einem Aufstellungsstoß, der an der Berührungstelle mit den eisernen Sofas des alten Überbaues angeordnet wurde (Abb. 26).

Die Sofas wurden auf Konsolen abgesetzt, die an den bezeichneten Schleppträgern befestigt waren und durch Notbrücken unterstützt wurden (Abb. 27). Letztere wurden zunächst auf Schwellenstapel abgesetzt, die nach Einbau eines eisernen Gerüstbockes wieder beseitigt wurden (Abb. 28). Danach wurden die Erdarbeiten für die Zurücksetzung der Dammköpfe begonnen.

Der neue Überbau wurde auf gerammten Gerüsten aufgestellt, in denen eine Schiffahrtöffnung von 8,40 m l. W. und 3,50 m Höhe über dem höchsten schiftbaren H.W. freigehalten wurde. Die Gerüste sind auf einigen später folgenden Bildern erkennbar. Die Arbeiten begannen am Nordufer mit der Aufstellung des nördlichen Kragarms, für dessen Zusammenbau ein auf dem Ufergelände aufgestellter Schwenkkran mit langem Ausleger benutzt wurde. Die Bauteile für die Mittelöffnung wurden mit Rollwagen vorgefahren und mit Hilfe eines auf dem Obergurt laufenden fahrbaren Einbaukrans eingebaut (Abb. 29). Die Nietlöcher wurden auf der Baustelle mit elektrisch betriebenen Bohrmaschinen aufgerieben. Zum Vernieten dienten Druckluthämmer Die Aufstellung verlief ohne Zwischenfall.

Da die westlichen Pfeilerhälften, auf denen der alte Überbau gelagert war, unter diesem abgebrochen werden und der Überbau bis zur Inbetriebnahme des neuen ohne Einschränkung des Zugverkehrs benutzt werden mußte, wurde eine Unterfangung des alten Überbaues erforderlich, bei der mit besonderer Sorgfalt verfahren werden mußte. Für die Abfangung wurden besonders angefertigte Blechträger ver-

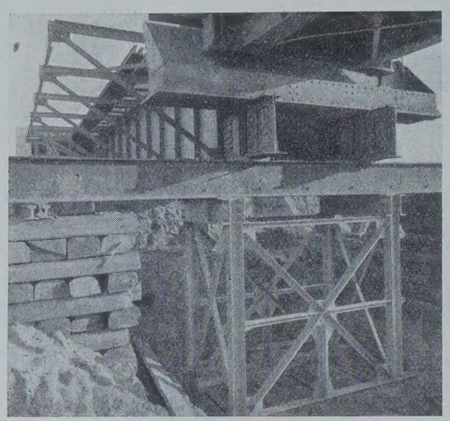


Abb. 27.

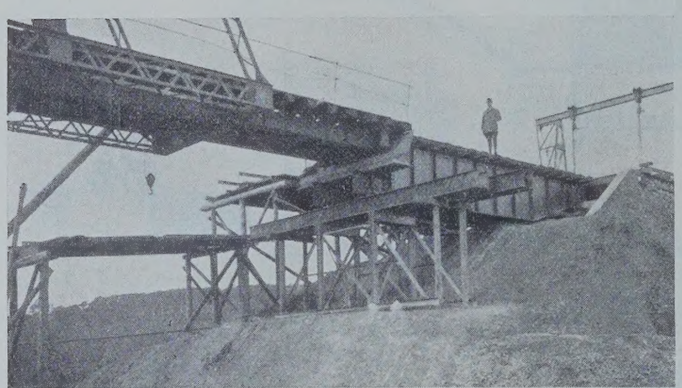


Abb. 28.

wendet; die Lager des Überbaues wurden durch eingezogene Quer- und Längsträger unterstützt. Die Blechträger stützten sich einerseits auf die vorläufig stehenbleibenden östlichen Pfeilerhälften, mit denen sie durch einbetonierte U-Eisen verankert wurden, und anderseits auf eiserne Bockgerüste (Abb. 30 u. 26). Diese sind auf Walzträger gesetzt, die den Druck teils auf das alte Pfeilermauerwerk, teils auf den Beton der Pfeilerringe übertragen. Dabei wurde durch Einschaltung von Verteilungsträgern Sorge getragen, daß die Druckübertragung an den Stellen des Ringbetons stattfand, die durch Pfähle unterstützt waren (Abb. 30, 31 u. 26). Die Fußpunkte der Böcke wurden durch

Abb. 29.

Abb. 30.

kräftige Anker mit den im Ringbeton angeordneten Ankerbarren verbunden. Am festen Auflager wurde durch Einziehen von vier Streben, die an die Schwellenträger des Überbaues und die Abfangeträger angeschlossen wurden, ein behelfsmäßiger Bremsverband geschaffen (Abb. 26).

Die Beseitigung der Auflagersteine, die vorher freizulegen waren, und das Absetzen des Überbaues auf die Abfangeträger geschah in einer Betriebspause. Der Überbau wurde mit Druckwasserpressen von hölzernen Böcken aus angehoben, die unter dem ersten Knotenpunkt des Kragarms angeordnet wurden (Abb. 26 u. 30). Die Schrägen, deren Querschnitt aus zwei Flacheisen 612 × 12 bestand, wurden durch Einziehen von zwei U-Eisen ausgesteift, die durch Bindebleche verbunden waren und tief in die Knotenbleche hineinreichten.

Nachdem der Überbau abgefangen war, konnte mit dem Abbruch der westlichen Pfeilerhälften begonnen werden.

Die Auswechslung der Überbauten und die Ausführung der damit verbundenen umfangreichen Nebenarbeiten erforderte die Sperrung der Strecke Ende März 1925 auf drei Tage, was sich mit Rücksicht auf den geringen Verkehr durchführen ließ, zumal der Durchgangsverkehr umgeleitet werden konnte. Umsteigen an der Baustelle war nicht möglich.

Am ersten Tage wurde der alte Überbau ausgeschoben. Die aus zwei I-Trägern bestehende Verschubbahn für den alten Überbau wurde

Abb. 31.

auf die dafür vorgesehenen Querträger der Abfangeträger gelegt, nachdem die Auflager ausgebaut waren. Dabei wurde der alte Überbau wieder von den hölzernen Gerüstböcken aus angehoben. Über den östlichen Pfeilerhälften war die Verschubbahn mit Hartholzklötzen unterstützt (Abb. 26). Der Überbau rollte auf Flußstahlrollen, deren Abstände voneinander gewahrt wurden durch Schellen, die über genau in Rollenmitte eingeschraubte Bolzen gelegt wurden. Die hölzernen Gerüstböcke, die mit Einbau der Verschubbahn ihren Zweck erfüllt hatten

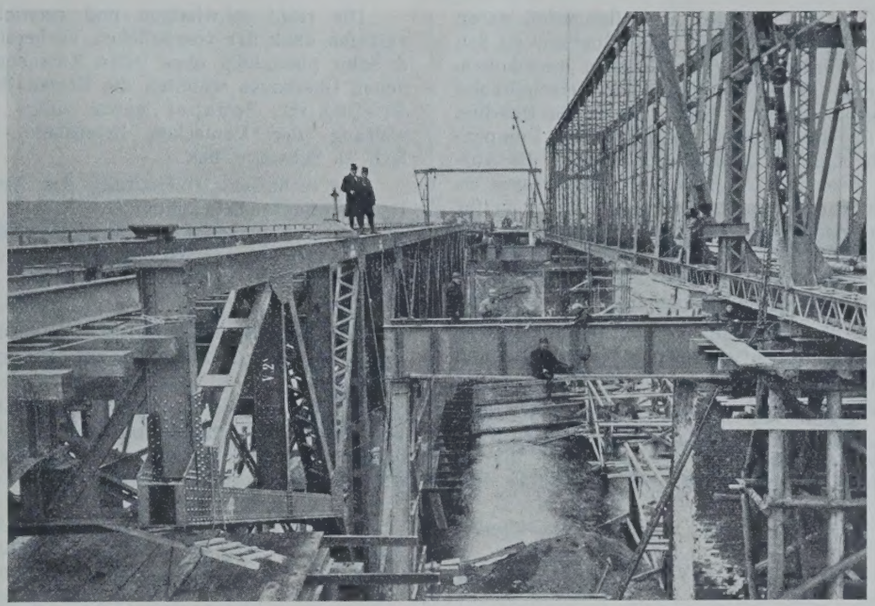


Abb. 32.

regelten. Sofort nach beendeter Verschiebung wurden die eisernen Gerüste, auf denen der alte Überbau gestützt war, mit Hilfe von Schwenkbäumen abgebrochen, die vorher an den Auflagerpfosten angebracht waren (Abb. 32). Die Beseitigung dieser insgesamt rd. 50 t schweren Hilfskonstruktionen beanspruchte auf diese Weise nur einige Stunden.

Am zweiten Tage wurde der neue Überbau eingeschoben. Die Verschubbahn wurde, soweit sie nicht auf dem Pfeilermauerwerk auflag, durch gerammte Pfähle unterstützt. Der Überbau

Abb. 33.

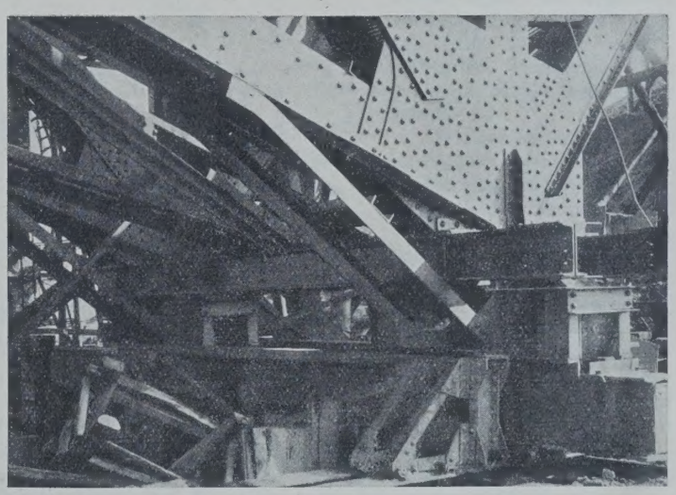


Abb. 34.

und vor Einschieben des neuen Überbaues beseitigt sein mußten, wurden am alten Überbau aufgehängt und mit diesem verschoben (Abb. 32). Schlepp- träger und Dammträger wurden durch eine einfache Vorrichtung (Abb. 26) ebenfalls am alten Überbau angehängt. Der Verschiebevorgang selbst dauerte 28 Min. Die Bewegung geschah durch je eine 3-t-Winde mit eingeschaltetem Flaschenzug auf jedem Ufer. Die Gleichmäßigkeit der Bewegung des Überbaues wurde überwacht durch an beiden Pfeilern angebrachte Meßlatten, an denen Beobachter standen und durch Zuruf die Arbeit an den Winden

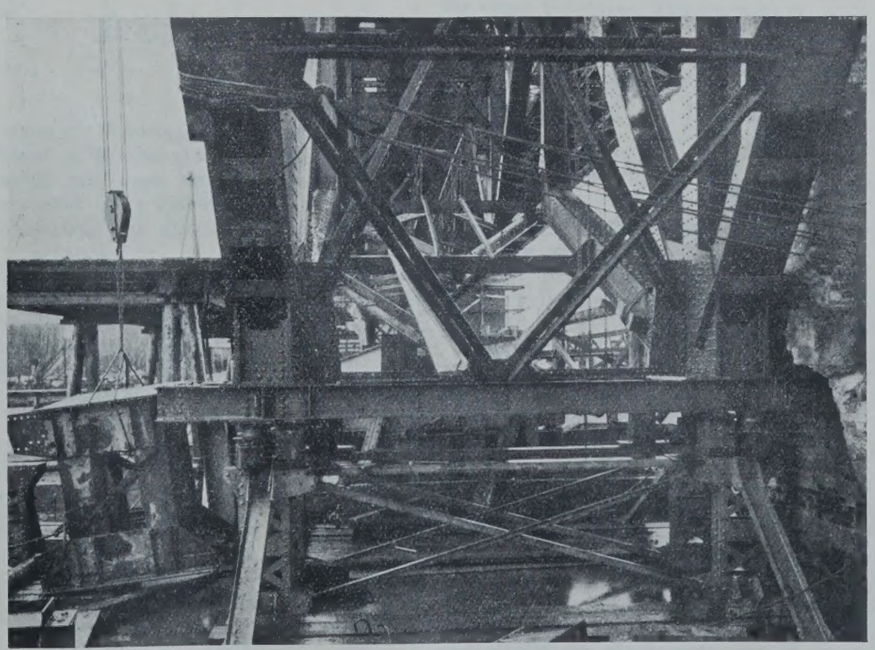


Abb. 35.

war auf besondere Verschubwagen gesetzt[3]) (Abb. 33 u. 34). Der Antrieb geschah mit je zwei 3-t-Winden mit zwischengeschalteten Flaschenzügen an jedem Ufer, wodurch eine außerordentlich ruhige und gleichmäßige Bewegung des Überbaues erzielt wurde. Der Verschiebevorgang dauerte ebenfalls nur eine knappe halbe Stunde. Für die Überwachnng der Gleichmäßigkeit der Bewegung waren die gleichen Maßnahmen getroffen wie beim Verschieben des alten Überbaues. Die Schlepp-

[3]) Beschreibung der Verschubwagen siehe „Die Bautechnik“ 1924, Heft 52, S. 593.

trägerteile vom Ende des Kragarms bis zum Aufstellungsstoß waren durch eine ähnliche Vorrichtung wie bei dem alten Überbau an den Kragarmen aufgehängt und wurden mit dem Überbau verschoben. Nach der Verschiebung wurden nach Beseitigung der Verschubbahn die Standböcke und die Lager eingebaut. Dabei wurde der Überbau mit den Pressen von den für diesen Zweck vorgesehenen Pumpenböcken aus angehoben (Abb. 35). Die Abbildung läßt auch die Aussteifung des Knotenblechs über dem Angriffspunkt der Pressen erkennen; neben den Pressen wurden Unterstützungen vorgesehen für den Fall, daß eine Presse versagen sollte. Auf dem Bilde links ist einer der Standböcke für die Unterstützung der Lager sichtbar. Zwischen Auflager und den Standböcken sowie zwischen letzteren und dem Widerlagermauerwerk wurden 5 mm starke Hartbleiplatten eingeschaltet.

Am dritten Tage wurden die Verstrebungen und Verankerungen an den Lagerböcken eingebaut, die Schleppträgerstöße vernietet und die restlichen Oberbauarbeiten ausgeführt.

Trotz des teilweise sehr ungünstigen Wetters gelang es, alle diese umfangreichen Arbeiten so zeitig zu beenden, daß am dritten Tage gegen Abend die Probebelastung ausgeführt werden konnte, die ein in jeder Hinsicht befriedigendes Ergebnis hatte.

Die recht schwierigen und verwickelten Verschiebungsarbeiten verliefen dank der vorzüglichen Vorbereitungen der Firma J. Gollnow & Sohn planmäßig ohne jeden Zwischenfall. Der Einschiebung des neuen Überbaues wohnten die Herren Staatssekretär Kumbier und Dr.-Ing. ehr. Schaper sowie einige Herren von der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und von der R. B. D. Schwerin bei.

Die technische Oberleitung des Baues lag in den Händen des Dezernenten für Brückenbau der R. B. D. Schwerin, Reichsbahnoberrat Wolgast. Die Sachbearbeitung oblag dem Verfasser. Die Bauleitung wurde durch den Vorstand des Ba. Rostock, Reichsbahnrat Felix Müller und die Bauaufsicht durch den Reichsbahnbauführer Schau ausgeübt.

Die Gesamtkosten beliefen sich auf rd. 500 000 Mark, wovon 240 000 Mark auf die Eisenkonstruktion einschl. Aufstellung entfallen.

Ein von der Firma J. Gollnow & Sohn angefertigtes Modell i. M. 1 : 50, das den Zustand unmittelbar vor Ausschiebung des alten Überbaues wiedergibt, ist auf der Verkehrsausstellung in München 1925 ausgestellt.

Die Berechnung von eisernen Überbauten mit drei Hauptträgern.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Lewerenz**, Königsberg i. Pr.

I. Einleitung.

Bei der Nachrechnung der älteren eisernen Eisenbahnbrücken stößt man zuweilen auf Brückensysteme, die nicht wie gewöhnlich aus zwei gleichen Tragwänden bestehen, sondern drei Tragwände enthalten, eine stärkere Mittelwand und zwei schwächere, aber einander gleiche Außenwände, eine Bauart, die auch bei Straßenbrücken bisweilen angewendet worden ist (Abb. 1). Oftmals mögen solche Systeme einer notwendig gewordenen Brückenverstärkung ihre Entstehung verdanken, die durch nachträgliches Einbauen eines dritten Trägers bewirkt wurde. Häufig ist wohl die Ursache eine außergewöhnlich knappe Bauhöhe gewesen, die eine Lösung mit möglichst geringer Querträgerhöhe und daher auch mit möglichst kurzen Querträgern verlangt hat. Heute ist man von dieser Lösung mehr abgekommen und zieht im allgemeinen vor, statt dessen zwei getrennte Überbauten nebeneinander zu legen. Immerhin kann es auch heute noch Fälle geben, z. B. wenn die Breite des Bauwerks aus örtlichen Gründen beschränkt werden muß, in denen sich die Anordnung von drei Trägern empfiehlt.

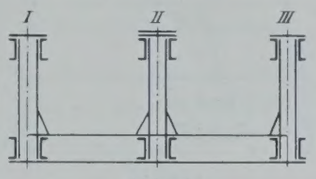


Abb. 1.

II. Allgemeine Beschreibung des Berechnungsganges.

Gewöhnlich findet man in den Berechnungen die Auffassung vertreten, daß der Mittelträger bei voller Belastung in ganzer Fahrbahnbreite durch Verkehrslasten das Doppelte eines Randträgers aufzunehmen hat, also die Hälfte der Gesamtlast. Dieser Auffassung kann nur dann unbedenklich zugestimmt werden, wenn ein oder beide Querträger am mittleren Hauptträger gelenkig angeschlossen sind. Hier kann jeder der beiden Querträger unabhängig als einfacher Balken auf zwei Stützen aufgefaßt werden (Abb. 2). Infolge der Gelenke können sich die drei Träger verschieden stark durchbiegen,

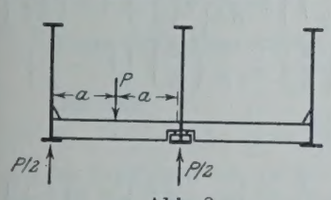


Abb. 2.

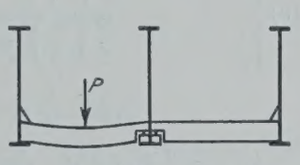


Abb. 3.

ohne daß in den Querträgern wesentliche Zwängungsspannungen auftreten. Die steifen Eckanschlüsse an den Randträgern, die ja auch bei den gewöhnlichen Überbauten mit zwei Hauptträgern im allgemeinen vernachlässigt werden, sind ohne wesentlichen Einfluß, da die Randträger sich bei Durchbiegung der Querträger nach innen neigen (Abb. 3).

Wesentlich anders liegen jedoch die Verhältnisse, wenn die Querträger ohne Gelenke angeschlossen sind. Wenn man von einer geringen, sehr schwer zu schätzenden Nachgiebigkeit der Niete absieht, so muß der Querträger hier zweifellos als durchgehender Träger auf drei Stützen aufgefaßt werden, denn ein Schrägstellen des Mittelträgers ist hier nicht möglich, namentlich nicht bei Belastung beider Querträgerhälften.

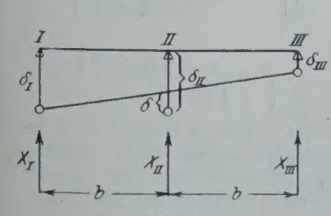


Abb. 4.

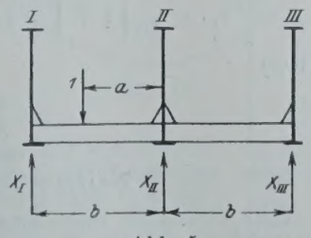


Abb. 5.

Nun darf bei Ermittlung der Stützenkräfte X_I, X_{II}, X_{III} nicht übersehen werden, daß die Durchbiegung der drei Hauptträger je nach dem Belastungsfall ganz verschieden ausfällt und daß die drei Stützpunkte eines Querträgers sich im allgemeinen nicht gleichmäßig senken. Die relative Durchbiegung der Mittelstütze des Querträgers zur Verbindungslinie der Außenstützen $\delta = \delta_{II} - \frac{1}{2}(\delta_I + \delta_{III})$ (Abb. 4) muß also bei Berechnung der X-Kräfte in Rechnung gestellt werden. Die Werte δ_I usw. sind aber wieder von der Belastung der einzelnen Hauptträger, demnach von den unbekannten X-Kräften abhängig. Es scheint daher, als ob die Lösung der Aufgabe, für eine gegebene Brückenbelastung die Knotenpunktlasten X der drei einzelnen Träger zu finden, auf große Schwierigkeiten stößt. Im folgenden wird jedoch gezeigt, wie man mit Hilfe gewisser vereinfachender Annahmen eine praktisch brauchbare Lösung erzielt.

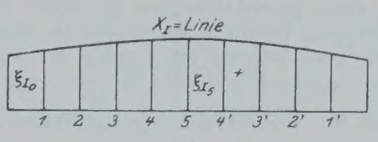


Abb. 6.

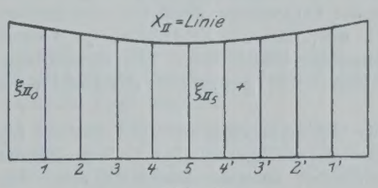


Abb. 7.

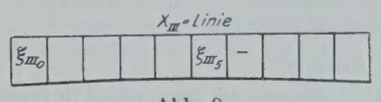


Abb. 8.

Wir denken uns eine über die Brücke wandernde Einzellast von der Größe 1, die zwischen den Hauptträgern I und II im Abstande a von letzterem angreift, und ermitteln, wie in den späteren Abschnitten gezeigt wird, für jede Knotenpunktstellung dieser Last die statisch unbestimmte Größe X_{II}, woraus sich dann ohne weiteres auch X_I und X_{III} ergeben (Abb. 5). Trägt man die gefundenen Werte für jeden Träger von einer Wagerechten aus in den einzelnen Knotenpunkten auf, so stellen die dadurch entstehenden Kurven die Einflußlinien der Knotenpunktlasten dar (Abb. 6 bis 8).

Bezeichnet man die Ordinaten dieser Linien mit ξ_I, ξ_{II}, ξ_{III}, so ist für einen beliebigen Knotenpunkt m

$$(1) \qquad \xi_{I\,m} = \frac{b+a}{2b} - \frac{1}{2} \cdot \xi_{II\,m}$$

$$(2) \qquad \xi_{III\,m} = \frac{b-a}{2b} - \frac{1}{2} \cdot \xi_{II\,m}$$

$$(3) \qquad \xi_{I\,m} + \xi_{II\,m} + \xi_{III\,m} = 1.$$

$\max \xi_I$ tritt ein, wenn die Last nur zwischen den Trägern I und II steht, da eine Last zwischen II und III bekanntlich den Träger I entlastet. $\max \xi_{II}$ tritt ein, wenn beide Querträgerhälften belastet werden. Ist die Belastung symmetrisch zum Mittelträger angeordnet, so erhält dieser die Knotenpunktlast $2\,\xi_{II}$.

Will man nun die Biegungsmomente und Querkräfte der Träger möglichst genau berechnen, so scheidet die Benutzung von fertigen Tabellen aus. Vielmehr müssen die Einflußlinien für M_m und Q_m neu ermittelt werden, indem die normalen Einflußordinaten der betreffenden Fläche mit $2\,\xi_{II\,m}$ bezw. mit $\xi_{I\,m}$ vervielfältigt werden. Mit Hilfe dieser reduzierten Einflußlinien sind dann die ungünstigsten Laststellungen und damit die Größtwerte der M_m und Q_m zu bestimmen. Z. B. zeigt Abb. 9 die alte und neue Einflußlinie für M_4 des Trägers II.

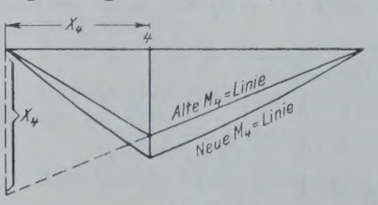


Abb. 9.

In den meisten Fällen sind die Linien der Abb. 6 bis 8 verhältnismäßig flache Kurven, so daß es unbedenklich ist, für sämtliche Knotenpunkte eines Trägers das gleiche ξ anzunehmen. Will man hierbei möglichst sicher gehen, so wählt man den Wert von ξ, der die ungünstigsten Werte für M und Q liefert. Ob dieser Wert am Auflager oder in der Mitte auftritt, kann je nach den Querschnittsabmessungen der Brücke verschieden sein. Will man dagegen einen zu großen Materialaufwand ersparen bezw. bei der Nachrechnung bestehender Brücken die Errechnung zu ungünstiger Beanspruchungen vermeiden, so empfiehlt sich die Bestimmung eines durchschnittlichen ξ-Wertes für jeden Träger. Bei der Bestimmung der Momente ist hierbei zu beachten, daß bei ungünstigster Laststellung die größten Lasten eines Zuges mehr in der Mitte des Trägers stehen, so daß die ξ-Werte in Trägermitte zur Festsetzung des Mittelwertes stärker heranzuziehen sind als die ξ-Werte an den Trägerenden. Bezeichnet ξ_0 den Wert über den Auflagern, $\xi\,\mathfrak{M}$ den Wert in Trägermitte, so empfiehlt es sich, für den durchschnittlichen Wert ξ' folgende Formel anzuwenden:

$$(4)\qquad \xi' = \frac{\xi_0 + 4\,\xi\,\mathfrak{M}}{5}.$$

Für den Träger II ist, wie oben ausgeführt, mit dem Beiwert $2\,\xi'$ zu rechnen. Die Einführung eines gleichbleibenden Beiwertes ξ' gestattet die Benutzung der fertigen Tabellen für M und Q. Die aus diesen entnommenen Zahlen sind lediglich mit ξ' bezw. $2\,\xi'$ zu vervielfältigen.

III. Berechnung der X-Linien für einen symmetrischen Träger.

Damit die Rechnung sowohl für Träger mit gerader wie auch mit ungerader Felderzahl gilt, wird ein Trägersystem mit ungerader Felderzahl zugrunde gelegt, dessen Feldweiten sämtlich verschieden sein können. Bedingung bleibt nur, daß die Feldweiten je zweier symmetrisch liegender Felder einander gleich sind. Die Anwendung der Rechnungsergebnisse auf Träger mit gerader Felderzahl wird später gezeigt.

Die nachstehend entwickelte Berechnungsweise gilt sowohl für Fachwerkbrücken wie auch für Blechträgerbrücken. Wie bereits erwähnt, sind die X-Linien gewöhnlich ziemlich flache Kurven. Zur Vereinfachung der Rechnung genügt es daher, den Wert ξ_0 am Auflager und $\xi\,\mathfrak{M}$ in Trägermitte zu berechnen und die Endpunkte der drei Ordinaten durch eine Parabel zu verbinden.

1. ξ_0-Werte.

a) Da am Auflager keine Durchbiegung der Hauptträger in Frage kommt, kann der Endquerträger als Träger auf drei starren Stützen

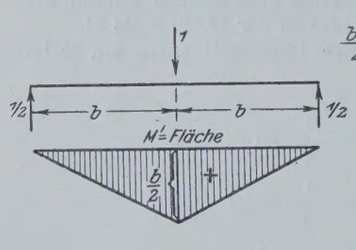


Abb. 10. Zustand $X' = -1$.

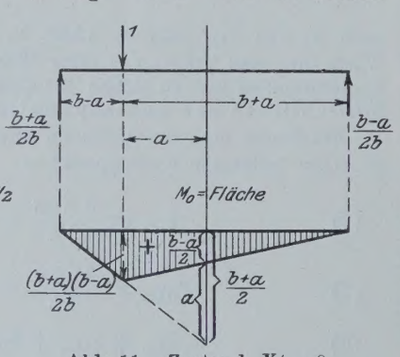


Abb. 11. Zustand $X' = 0$.

berechnet werden. Wenn X_{II} als statisch unbestimmte Größe X' eingeführt wird, so ist das statisch bestimmte Hauptsystem ein Träger auf zwei Stützen (Abb. 10 u. 11).

$$X' \int \frac{M'^2\,dx}{E J_q} = \int \frac{M_0\,M'\,dx}{E J_q}.$$

J_q bedeutet das zur Vereinfachung als gleichbleibend angesehene Trägheitsmoment des Querträgers.

$$(5)\quad \int \frac{M'^2\,dx}{E J_q} = 2\,b \cdot \frac{b}{2}\cdot\frac{1}{2}\cdot\frac{b}{3}\cdot\frac{1}{E J_q} = \frac{b^3}{6\,E J_q}$$

$$\int \frac{M_0\,M'\,dx}{E J_q} = b\cdot\frac{b+a}{2}\cdot\frac{1}{2}\cdot\frac{b}{3}\cdot\frac{1}{E J_q}$$

$$+\,b\cdot\frac{b-a}{2}\cdot\frac{1}{2}\cdot\frac{b}{3}\cdot\frac{1}{E J_q} - a\cdot\frac{a}{2}\cdot\frac{1}{2}\left(b-\frac{a}{3}\right)\frac{1}{E J_q}.$$

$$(6)\quad \int \frac{M_0\,M'\,dx}{E J_q} = \frac{b^3}{6\,E J_q} - \frac{a^2}{12}(3\,b-a)\frac{1}{E J_q}.$$

$$X' = X_{II} = \frac{\int \frac{M_0\,M'\,dx}{E J_q}}{\int \frac{M'^2\,dx}{E J_q}} = 1 - \frac{\frac{a^2}{12}(3\,b-a)}{\frac{b^3}{6}}$$

$$= 1 - \frac{a^2(3\,b-a)}{2\,b^3} = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{a}{b}\right)^2\left(3-\frac{a}{b}\right).$$

$$(7)\qquad X_{II} = \xi_{II\,0} = 1 - \frac{1}{2}\left(\frac{a}{b}\right)^2\left(3-\frac{a}{b}\right)$$

$$X_I = \frac{b+a}{2\,b} - \frac{X_{II}}{2} = \frac{1}{2} + \frac{1}{2}\cdot\frac{a}{b} - \frac{1}{2} + \frac{1}{4}\left(\frac{a}{b}\right)^2\left(3-\frac{a}{b}\right).$$

$$(8)\qquad X_I = \xi_{I\,0} = \frac{1}{4}\left(\frac{a}{b}\right)^2\left(3-\frac{a}{b}\right) + \frac{1}{2}\left(\frac{a}{b}\right).$$

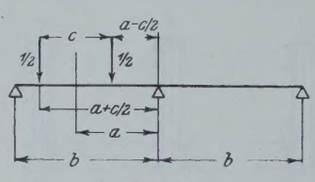


Abb. 12.

b) Wirkt die Last 1 nicht unmittelbar auf den Querträger, sondern durch Vermittlung von zwei Längsträgern im Abstande c, von denen jeder die Kraft $^1/_2$ überträgt, so berechnet sich $\int M_0\,M'\,dx$ aus obiger Formel, indem man sie für jede der beiden Kräfte $^1/_2$ anwendet und die erhaltenen Werte zusammenzieht.

$$(8\,a)\quad \begin{cases} \int M_0\,M'\,dx = \dfrac{1\,b^3}{2\cdot 6} - \dfrac{1}{2}\cdot\dfrac{\left(a+\frac{c}{2}\right)^2}{12}\left[3\,b-\left(a+\frac{c}{2}\right)\right] \\ \qquad + \dfrac{1}{2}\cdot\dfrac{b^3}{6} - \dfrac{1}{2}\cdot\dfrac{\left(a-\frac{c}{2}\right)^2}{12}\left[3\,b-\left(a-\frac{c}{2}\right)\right] \\ \qquad = \dfrac{b^3}{6} - \dfrac{b}{16}(4\,a^2+c^2) + \dfrac{a}{48}(4\,a^2+3\,c^2). \end{cases}$$

Folglich ist

$$\xi_{II\,0} = \frac{\int M_0\,M'\,dx}{\int M'^2\,dx}.$$

$$(9)\quad \begin{cases} \xi_{II\,0} = 1 - \dfrac{3}{8}\left[4\left(\frac{a}{b}\right)^2+\left(\frac{c}{b}\right)^2\right] + \dfrac{1}{8}\dfrac{a}{b}\left[4\left(\frac{a}{b}\right)^2+3\left(\frac{c}{b}\right)^2\right] \\ \qquad = 1 - \dfrac{3}{2}\left(\frac{a}{b}\right)^2 + \dfrac{1}{2}\left(\frac{a}{b}\right)^3 - \dfrac{3}{8}\left(\frac{c}{b}\right)^2\left(1-\frac{a}{b}\right) \end{cases}$$

$$\xi_{I\,0} = \frac{1}{2} + \frac{1}{2}\cdot\frac{a}{b} - \frac{1}{2}\cdot\xi_{II\,0}.$$

$$(10)\quad \begin{cases} \xi_{I\,0} = \dfrac{3}{16}\left[4\left(\frac{a}{b}\right)^2+\left(\frac{c}{b}\right)^2\right] + \dfrac{1}{16}\cdot\dfrac{a}{b}\left[8-4\left(\frac{a}{b}\right)^2-3\left(\frac{c}{b}\right)^2\right] \\ \qquad = \dfrac{1}{2}\cdot\dfrac{a}{b} + \dfrac{3}{4}\left(\frac{a}{b}\right)^2 - \dfrac{1}{4}\left(\frac{a}{b}\right)^3 + \dfrac{3}{16}\left(\frac{c}{b}\right)^2\left(1-\frac{a}{b}\right). \end{cases}$$

Sonderfall: $\dfrac{a}{b} = \dfrac{1}{2}$.

$$(9\,a)\quad \begin{cases} \xi_{II\,0} = 1 - \dfrac{3}{8}\left[1+\left(\frac{c}{b}\right)^2\right] + \dfrac{1}{16}\left[1+3\left(\frac{c}{b}\right)^2\right] \\ \qquad = \dfrac{11}{16} - \dfrac{3}{16}\left(\frac{c}{b}\right)^2 = \dfrac{11-3\left(\frac{c}{b}\right)^2}{16}. \end{cases}$$

$$(10\,a)\quad \begin{cases} \xi_{I\,0} = \dfrac{3}{16}\left[1+\left(\frac{c}{b}\right)^2\right] + \dfrac{1}{32}\left[8-1-3\left(\frac{c}{b}\right)^2\right] \\ \qquad = \dfrac{13}{32} - \dfrac{3}{32}\left(\frac{c}{b}\right)^2 = \dfrac{13-3\left(\frac{c}{b}\right)^2}{32}. \end{cases}$$

Weiterer Sonderfall: $c = 0$.

$$(9\,b)\qquad \xi_{II\,0} = {}^{11}/_{16}$$

$$(10\,b)\qquad \xi_{I\,0} = {}^{13}/_{32}.$$

2. ξ M-Werte.

a) Die Kraft 1 greife in Trägermitte zwischen den Trägern I und II an. Durch die Längsträger wird sie auf die zwei mittleren Querträger verteilt, so daß an jedem dieser beiden Querträger die Kraft $^1/_2$ wirkt (Abb. 13). In den Punkten n und n' werden in den drei Hauptträgern die unbekannten Knotenlasten $^1/_2 X_{\mathrm{I}}$, $^1/_2 X_{\mathrm{II}}$, $^1/_2 X_{\mathrm{III}}$ erzeugt. Es darf nicht übersehen werden, daß auch in den übrigen Knotenpunkten der Träger Knotenlasten auftreten, obwohl hier keine äußeren Lasten vorhanden sind. Denn die drei Hauptträger biegen sich verschieden stark durch, so daß jeder Querträger der ungleichen Stützensenkung entsprechend verbogen wird. Dies ist aber nur möglich, wenn Stützendrücke auftreten.

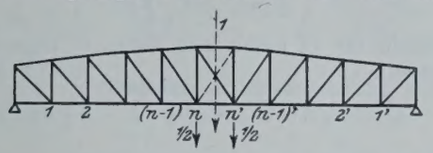


Abb 13.

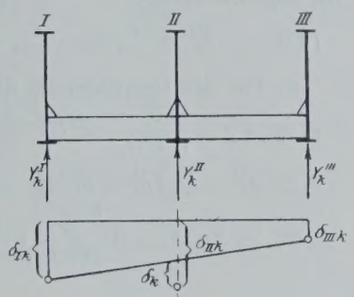


Abb. 14.

Bezeichnet man für einen beim Knotenpunkt k liegenden Querträger die Stützendrücke mit Y_k^{I}, Y_k^{II}, Y_k^{III}, die Stützensenkungen mit $\delta_{\mathrm{I}k}$, $\delta_{\mathrm{II}k}$, $\delta_{\mathrm{III}k}$ und die relative Stützensenkung der Mittelstütze mit δ_k (Abb. 14), so ist

$$\delta_k = \int \frac{M_0 M' \, dx}{E J_q} - Y_k^{\mathrm{II}} \int \frac{M'^2 \, dx}{E J_q}.$$

$$\int \frac{M_0 M' \, dx}{E J_q} = 0, \text{ da äußere Kräfte fehlen.}$$

$$\int \frac{M'^2 \, dx}{E J_q} = \frac{b^3}{6 E J_q} \text{ (vergl. Formel 5).}$$

$$\delta_k + Y_k^{\mathrm{II}} \cdot \frac{b^3}{6 E J_q} = 0. \tag{11}$$

$$\delta_k = \delta_k^{\mathrm{II}} - {}^1/_2 (\delta_k^{\mathrm{I}} + \delta_k^{\mathrm{III}}). \tag{12}$$

Wegen des Fehlens äußerer Kräfte ist ferner

$$Y_k^{\mathrm{I}} + Y_k^{\mathrm{II}} + Y_k^{\mathrm{III}} = 0.$$

Also folgt

$$Y_k^{\mathrm{I}} = Y_k^{\mathrm{III}} = - {}^1/_2 \cdot Y_k^{\mathrm{II}}. \tag{13}$$

Zur Ermittlung der Durchbiegungen werden in bekannter Weise mit Hilfe der W-Gewichte die Einflußlinien für δ_k^{I}, δ_k^{II}, δ_k^{III} berechnet, die ja gleichbedeutend sind mit den Biegelinien für den Fall, daß die Kraft 1 in den Knotenpunkten k_{I}, k_{II} oder k_{III} angreift.

b) Bevor wir auf die Berechnung der δ_k-Werte im einzelnen eingehen, werde ein allgemein gültiger Satz entwickelt, der geeignet ist, die folgende Rechnung wesentlich zu vereinfachen.

Bekanntlich gilt der Satz, daß die Durchbiegung δ_{pq} eines Punktes p, die von einer im Punkte q auftretenden Last 1 herrührt, ebenso groß ist wie die Durchbiegung δ_{qp} des Punktes q, wenn die Last 1 im Punkte p steht. Dieser Satz läßt sich erweitern auf zwei paarweise auftretende und symmetrisch zur Trägermitte stehende Kräfte 1. Er lautet dann folgendermaßen (Abb. 15 u. 16):

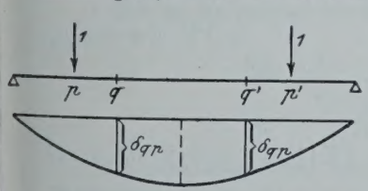


Abb. 15.

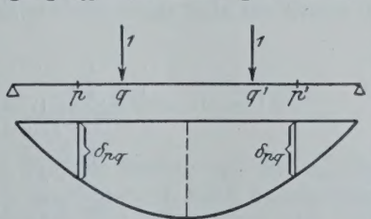


Abb. 16.

Zwei in den Punkten p und p' symmetrisch angreifende Lasten 1 rufen in den Punkten q und q' die gleiche Durchbiegung hervor, wie zwei in den Punkten q und q' wirkende Lasten 1 sie in den Punkten p und p' erzeugen. Der Beweis ist mit Hilfe der bekannten Arbeitsgleichung

$$\Sigma \overline{Q} \, \delta = \Sigma \overline{S} \, \Delta s$$

sehr einfach.

Zunächst nimmt man Q und S aus dem ersten (Abb. 15), δ und Δs aus dem zweiten Belastungsfall (Abb. 16).

Es ergibt sich

$$2 \cdot 1 \, \delta_{pq} = \Sigma S_p \, \Delta s_q = \Sigma S_p \cdot \frac{S_q s}{E F}.$$

Jetzt nimmt man Q und S aus dem zweiten, δ und Δs aus dem ersten Belastungsfall:

$$2 \cdot 1 \, \delta_{qp} = \Sigma S_q \, \Delta s_p = \Sigma S_q \cdot \frac{S_p s}{E F}.$$

$$2 \, \delta_{pq} = 2 \, \delta_{qp}$$

$$\delta_{pq} = \delta_{qp}. \tag{14}$$

In Abb. 17 u. 18 seien für einen beliebigen Träger die Einflußlinien für δ_p und δ_q gezeichnet. Die Ordinaten dieser Linien werden mit η bezeichnet, der untere Index von η kennzeichnet den Punkt, dessen Durchbiegung bestimmt werden soll, der obere Index den Punkt, in dem die Last angreift.

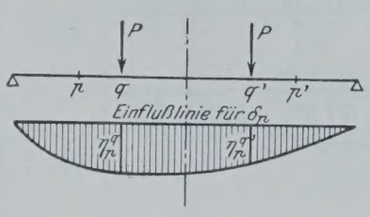


Abb. 17.

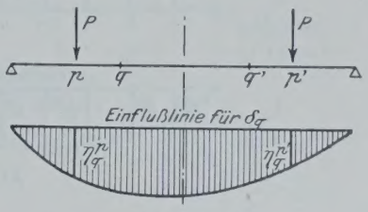


Abb. 18.

Angenommen, in den Punkten q und q' wirken zwei gleich große Lasten P, so ist die dadurch in den Punkten p und p' hervorgerufene Durchbiegung nach Abb. 17:

$$\delta_{pq} = P(\eta_p^q + \eta_p^{q'}).$$

Angenommen, die Lasten P greifen in den Punkten p und p' an, so ist die dadurch in den Punkten q und q' entstehende Durchbiegung nach Abb. 18:

$$\delta_{qp} = P(\eta_q^p + \eta_q^{p'}).$$

Da aber, wie vorher bewiesen, $\delta_{pq} = \delta_{qp}$ sein muß, so folgt:

$$\eta_p^q + \eta_p^{q'} = \eta_q^p + \eta_q^{p'}. \tag{15}$$

Zur Abkürzung schreiben wir:

$$\eta_p^q + \eta_{p'}^{q'} = \eta_{p-q}$$

$$\eta_q^p + \eta_q^{p'} = \eta_{q-p}.$$

Es folgt demnach:

$$\eta_{p-q} = \eta_{q-p}. \tag{16}$$

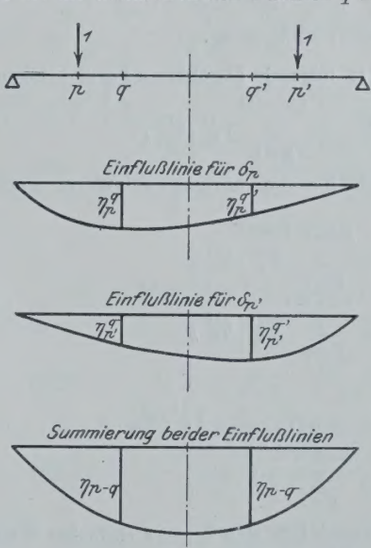


Abb. 19.

Der Ausdruck η_{p-q} läßt sich noch in anderer Weise deuten.

Denken wir uns die beiden Einflußlinien für die Durchbiegung in p und p' übereinander aufgetragen, so erhalten wir eine neue, und zwar symmetrisch verlaufende Linie (Abb. 19). Die Ordinate dieser Linie unterhalb der Punkte q und q' ist

$$\eta_p^q + \eta_{p'}^q = \eta_p^{q'} + \eta_{p'}^{q'}.$$

Da die eine der ursprünglichen Linien das Spiegelbild der anderen ist, folgt

$$\eta_{p'}^q = \eta_p^{q'} \text{ und } \eta_{p'}^{q'} = \eta_p^q.$$

Also sind die beiden Ordinaten der dritten Linie

$$= \eta_p^q + \eta_p^{q'}, \text{ d. h. } = \eta_{p-q}.$$

Die neue Linie ist die Einflußlinie für die Durchbiegung der Punkte p und p', wenn über den Träger in symmetrischer Stellung zueinander zwei Kräfte 1 wandern.

Der Ausdruck η_{p-q} bedeutet die Ordinate dieser Einflußlinie in den Punkten q und q'.

Wir erhalten diese Linie als die Summe der beiden übereinandergelagerten Biegungslinien für den Angriff der Kraft 1 im Punkte p bezw. p'.

Statt dessen kann man diese Linie noch einfacher als die Biegungslinie des Trägers finden, wenn in beiden Punkten p und p' die Last 1 angreift (symmetrischer Belastungsfall).

c) Die vorstehende Entwicklung wenden wir nun auf die vorliegende Aufgabe an, wobei die η_{p-q}-Werte der drei Hauptträger zur Kennzeichnung den Index I, II oder III erhalten.

Aus der vollen Gleichheit der Träger I und III folgt ohne weiteres

$$\eta^{\mathrm{I}}_{p-q} = \eta^{\mathrm{III}}_{p-q}. \tag{17}$$

Wir ermitteln zunächst die Durchbiegungen des Trägers II. Die Belastung mit den noch unbekannten Knotenlasten zeigt Abb. 20.

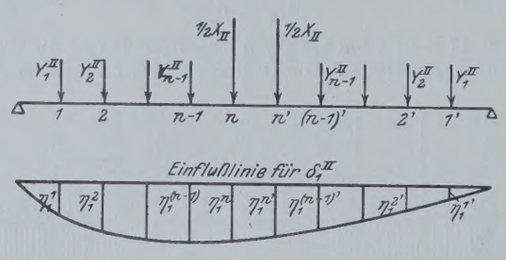


Abb. 20.

Wegen der Symmetrie der äußeren Belastung der Brücke (Last 1 in Brückenmitte) müssen je zwei symmetrisch stehende Knotenlasten Y einander gleich sein.

$$\left\{\begin{aligned}\delta^{\mathrm{II}}_1 = \delta^{\mathrm{II}}_{1'} = {} & Y^{\mathrm{II}}_1 \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{1-1} + Y^{\mathrm{II}}_2 \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{1-2} + Y^{\mathrm{II}}_3 \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{1-3} \\ & + \ldots Y^{\mathrm{II}}_{n-1} \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{1-(n-1)} + {}^1/_2 X^{\mathrm{II}} \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{1-n}.\end{aligned}\right. \tag{18}$$

Hierin bedeuten (unter vorübergehender Fortlassung des Index II):

$$\begin{aligned}\eta_{1-1} &= \eta^1_1 + \eta^{1'}_1 \\ \eta_{1-2} &= \eta^2_1 + \eta^{2'}_1 = \eta^1_2 + \eta^{1'}_2 \\ \eta_{1-3} &= \eta^3_1 + \eta^{3'}_1 = \eta^1_3 + \eta^{1'}_3 \text{ usw.}, \\ \eta_{1-n} &= \eta^n_1 + \eta^{n'}_1 = \eta^1_n + \eta^{1'}_n.\end{aligned}$$

Der Ausdruck δ^{II}_1 läßt sich in folgende abgekürzte Form bringen:

$$\delta^{\mathrm{II}}_1 = {}^1/_2 X_{\mathrm{II}} \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{1-n} + \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{1-k}. \tag{19}$$

Entsprechend ergeben sich für die übrigen δ^{II}-Werte nachstehende Formeln:

$$\left\{\begin{aligned}\delta^{\mathrm{II}}_2 &= {}^1/_2 X_{\mathrm{II}} \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{2-n} + \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{2-k} \\ \delta^{\mathrm{II}}_3 &= {}^1/_2 X_{\mathrm{II}} \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{3-n} + \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{3-k} \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ \delta^{\mathrm{II}}_{n-1} &= {}^1/_2 X_{\mathrm{II}} \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{(n-1)-n} + \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{(n-1)-k} \\ \delta^{\mathrm{II}}_n &= {}^1/_2 X_{\mathrm{II}} \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{n-n} + \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{n-k}.\end{aligned}\right.$$

Diese Gruppe von n Gleichungen läßt sich in sehr einfacher Weise durch eine einzige Formel, wie folgt, ersetzen:

$$\delta^{\mathrm{II}}_r = {}^1/_2 X_{\mathrm{II}} \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{r-n} + \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{r-k}, \tag{20}$$

in der r alle ganzen Zahlen von 1 bis n durchläuft.

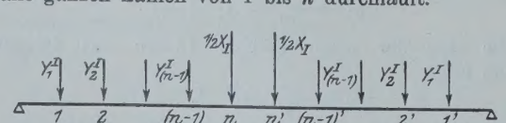


Abb. 21.

Jetzt wenden wir uns zur Ermittlung der Durchbiegungen für den Träger I. Der Belastungszustand ist aus Abb. 21 ersichtlich.

Die Werte δ^{I} erhält man auf sehr einfache Weise, indem man in den obigen Formeln den Index II durch I ersetzt.

Nach Gl. 13 ist

$$Y^{\mathrm{I}}_k = -{}^1/_2 Y^{\mathrm{II}}_k.$$

Die Formeln für δ^{I} lassen sich daher in folgender Gleichung zusammenfassen:

$$\delta^{\mathrm{I}}_r = {}^1/_2 X_{\mathrm{I}} \cdot \eta^{\mathrm{I}}_{r-n} - {}^1/_2 \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k \cdot \eta^{\mathrm{I}}_{r-k}, \tag{21}$$

wo r wieder alle Werte von 1 bis n annimmt.

Die entsprechende Gleichung für δ^{III} des Trägers III lautet, wenn man beachtet, daß

$$Y^{\mathrm{III}}_k = -{}^1/_2 Y^{\mathrm{II}}_k \text{ und}$$
$$\eta^{\mathrm{III}}_k = \eta^{\mathrm{I}}_k$$

ist, folgendermaßen:

$$\delta^{\mathrm{III}}_r = {}^1/_2 X_{\mathrm{III}} \cdot \eta^{\mathrm{I}}_{r-n} - {}^1/_2 \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k \cdot \eta^{\mathrm{I}}_{r-k}. \tag{22}$$

d) Für den Querträger im Knotenpunkte 1 ist nach Gl. 11 u. 12

$$\delta_1 + Y^{\mathrm{II}}_1 \cdot \frac{b^3}{6\,E\,J_q} = 0$$

$$\begin{aligned}\delta_1 &= \delta^{\mathrm{II}}_1 - {}^1/_2 (\delta^{\mathrm{I}}_1 + \delta^{\mathrm{III}}_1) \\ &= {}^1/_2 X_{\mathrm{II}} \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{1-n} + \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{1-k} - {}^1/_4 \cdot \eta^{\mathrm{I}}_{1-n} (X_{\mathrm{I}} + X_{\mathrm{III}}) \\ &\quad + {}^1/_2 \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k \cdot \eta^{\mathrm{I}}_{1-k}\end{aligned}$$

$$X_{\mathrm{I}} + X_{\mathrm{III}} = 1 - X_{\mathrm{II}} \text{ (Abb. 22)}$$

$$\begin{aligned}\delta_1 = {} & {}^1/_2 X_{\mathrm{II}} (\eta^{\mathrm{II}}_{1-n} + {}^1/_2 \cdot \eta^{\mathrm{I}}_{1-n}) + \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k (\eta^{\mathrm{II}}_{1-k} + {}^1/_2 \cdot \eta^{\mathrm{I}}_{1-k}) \\ & - {}^1/_4 \cdot \eta^{\mathrm{I}}_{1-n} \\ & {}^1/_2 X_{\mathrm{II}} (\eta^{\mathrm{II}}_{1-n} + {}^1/_2 \cdot \eta^{\mathrm{I}}_{1-n}) + \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k (\eta^{\mathrm{II}}_{1-k} + {}^1/_2 \cdot \eta^{\mathrm{I}}_{1-k}) \\ & + Y^{\mathrm{II}}_1 \cdot \frac{b^3}{6\,E\,J_q} = {}^1/_4 \cdot \eta^{\mathrm{I}}_{1-n}).\end{aligned}$$

Diese Gleichung wird mit 4 multipliziert.

$$\begin{aligned}& X_{\mathrm{II}} (\eta^{\mathrm{I}}_{1-n} + 2 \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{1-n}) + 2 \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k (\eta^{\mathrm{I}}_{1-k} + 2 \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{1-k}) \\ & \qquad + Y^{\mathrm{II}}_1 \cdot \frac{2\,b^3}{3\,E\,J_q} = \eta^{\mathrm{I}}_{1-n}.\end{aligned}$$

Zur Abkürzung setzen wir

$$\alpha = \frac{b^3}{3\,E\,J_q}. \tag{23}$$

Die Gleichungen für die verschiedenen Querträger bei 1, 2 usw. bis $(n-1)$ lauten dann, wie folgt:

$$\begin{aligned}& X_{\mathrm{II}} (\eta^{\mathrm{I}}_{1-n} + 2 \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{1-n}) + 2 \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k (\eta^{\mathrm{I}}_{1-k} + 2 \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{1-k}) \\ & \qquad + Y^{\mathrm{II}}_1 \cdot 2\,\alpha = \eta^{\mathrm{I}}_{1-n} \\ & X_{\mathrm{II}} (\eta^{\mathrm{I}}_{2-n} + 2 \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{2-n}) + 2 \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k (\eta^{\mathrm{I}}_{2-k} + 2 \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{2-k}) \\ & \qquad + Y^{\mathrm{II}}_2 \cdot 2\,\alpha = \eta^{\mathrm{I}}_{2-n} \\ & X_{\mathrm{II}} (\eta^{\mathrm{I}}_{3-n} + 2 \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{3-n}) + 2 \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k (\eta^{\mathrm{I}}_{3-k} + 2 \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{3-k}) \\ & \qquad + Y^{\mathrm{II}}_3 \cdot 2\,\alpha = \eta^{\mathrm{I}}_{3-n}. \\ & \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ & X_{\mathrm{II}} (\eta^{\mathrm{I}}_{(n-1)-n} + 2 \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{(n-1)-n}) \\ & \qquad + 2 \sum_{k=1}^{k=n=1} Y^{\mathrm{II}}_k (\eta^{\mathrm{I}}_{(n-1)-k} + 2 \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{(n-1)-k}) \\ & \qquad + Y^{\mathrm{II}}_{n-1} \cdot 2\,\alpha = \eta^{\mathrm{I}}_{(n-1)-n}.\end{aligned}$$

Diese $(n-1)$ Gleichungen lassen sich in folgender Formel zusammenfassen:

$$\left\{\begin{aligned}& X_{\mathrm{II}} (\eta^{\mathrm{I}}_{r-n} + 2\,\eta^{\mathrm{II}}_{r-n}) + 2 \sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{\mathrm{II}}_k (\eta^{\mathrm{I}}_{r-k} + 2 \cdot \eta^{\mathrm{II}}_{r-k}) \\ & \qquad + Y^{\mathrm{II}}_r \cdot 2\,\alpha = \eta^{\mathrm{I}}_{r-n}.\end{aligned}\right. \tag{24}$$

r durchläuft hier alle ganzen Zahlen von 1 bis $(n-1)$.

Für die beiden mittleren Querträger (Knotenpunkte n und n') gilt folgende Gleichung:

$$(25)\qquad \delta_n = \int \frac{M_0\, M'\, dx}{E\, J_q} - X' \int \frac{M'^2\, dx}{E\, J_q}.$$

$\int \frac{M_0\, M'\, dx}{E\, J_q}$ werde zur Abkürzung mit $\frac{\beta}{4}$ bezeichnet.

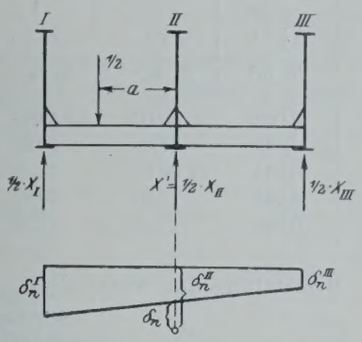


Abb. 22.

Die Auswertung von β geschieht später.

Nach Gl. 5 u. 23 ist

$$\int \frac{M'^2\, dx}{E\, J_q} = \frac{b^3}{6\, E\, J_q} = \frac{\alpha}{2}$$

$$\delta_n = \delta_n^{II} - {}^1/_2\,(\delta_n^I + \delta_n^{III})$$

$$= {}^1/_2\, X_{II}\cdot \eta_{n-n}^{II} + \sum_{k=1}^{k=n-1} Y_k^{II}\cdot \eta_{n-k}^{II} - {}^1/_4\cdot \eta_{n-n}^{I}\,(X_I + X_{III}) + {}^1/_2 \sum_{k=1}^{k=n-1} Y_k^{II}\cdot \eta_{n-k}^{I}$$

$$= {}^1/_2\, X_{II}\,({}^1/_2\cdot \eta_{n-n}^{I} + \eta_{n-n}^{II}) + \sum_{k=1}^{k=n-1} Y_k^{II}\,({}^1/_2\cdot \eta_{n-k}^{I} + \eta_{n-k}^{II}) - {}^1/_4\cdot \eta_{n-n}^{I}.$$

Wenn man beachtet, daß $X' = {}^1/_2\, X_{II}$ ist, so folgt aus Gl. 25

$${}^1/_2\, X_{II}\,({}^1/_2\cdot \eta_{n-n}^{I} + \eta_{n-n}^{II}) + \sum_{k=1}^{k=n-1} Y_k^{II}\,({}^1/_2\cdot \eta_{n-k}^{I} + \eta_{n-k}^{II}) - {}^1/_4\cdot \eta_{n-n}^{I} + X_{II}\cdot \frac{\alpha}{4} = \frac{\beta}{4}.$$

Diese Gleichung wird mit 4 multipliziert.

$$(26)\quad \begin{cases} X_{II}\,(\alpha + \eta_{n-n}^{I} + 2\cdot \eta_{n-n}^{II}) \\ \qquad + 2 \sum_{k=1}^{k=n-1} Y_k^{II}\,(\eta_{n-k}^{I} + 2\cdot \eta_{n-k}^{II}) = \beta + \eta_{n-n}^{I}. \end{cases}$$

Die Gruppengleichung 24 zusammen mit Gl. 26 sind n Gleichungen mit den n Unbekannten

$$X_{II} \text{ sowie } Y_1^{II} \text{ bis } Y_{(n-1)}^{II},$$

die sämtlich nur in der ersten Potenz vorkommen.

Die Lösung der Aufgabe ist also auf die Lösung von n Gleichungen mit n Unbekannten zurückgeführt.

Damit ist die gesuchte Einflußordinate in der Mitte des Trägers II gefunden.

$$\xi_{\mathfrak{M}}^{II} = X_{II}$$

$$\xi_{\mathfrak{M}}^{I} = \frac{b+a}{2\,b} - {}^1/_2\, X_{II}.$$

Wie oben ausgeführt, kann aus den Ordinaten ξ_0^{II} und $\xi_{\mathfrak{M}}^{II}$ die Einflußlinie für die Knotenlasten des Trägers II durch Einschaltung einer Parabel gefunden werden (Abb. 23). Entsprechend läßt sich aus den Ordinaten ξ_0^{I} und $\xi_{\mathfrak{M}}^{I}$ die Einflußlinie für die Knotenlasten der Träger I ermitteln.

e) In vielen Fällen wird die Annahme zulässig sein, daß das Verhältnis des Trägheitsmomentes des Trägers II zu dem des Trägers I für alle Knotenpunkte gleich ist. Bei Fachwerkträgern wäre hierbei als Trägheitsmoment im Punkte k angenähert

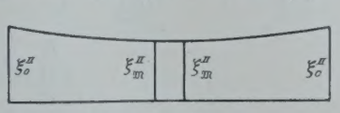


Abb. 23.

$$J_k = 2\, F_k \cdot \frac{h_k^2}{4} = \frac{F_k\, h_k^2}{2}$$

anzunehmen, wo F_k den Inhalt des Gurtquerschnitts und h_k die Trägerhöhe beim Punkte k bedeutet. Nennen wir das gleichbleibende Verhältnis $\frac{J_k^{II}}{J_k^{I}} = \varphi$, so müssen die Ordinaten der Biegungslinie des Trägers I für jeden beliebigen Belastungsfall das φ fache der entsprechenden Ordinate des Trägers II sein, da ja bekanntlich die Größe der Durchbiegung eines Trägers umgekehrt proportional zur Größe seines Trägheitsmoments ist. Daraus folgt allgemein

$$\eta^{I} = \varphi\cdot \eta^{II}$$

$$\eta_{p-q}^{I} = \varphi\cdot \eta_{p-q}^{II}.$$

Die Bestimmungsgleichungen für die X- und Y-Werte nehmen dann folgende vereinfachte Fassung an:

$$(27)\quad \begin{cases} X_{II}\cdot \eta_{r-n}^{II} + 2 \sum_{k=1}^{k=n-1} Y_k^{II}\cdot \eta_{r-k}^{II} \\ \qquad + Y_r^{II}\cdot \frac{2\,\alpha}{2+\varphi} = \frac{\varphi}{2+\varphi}\cdot \eta_{r-n}^{II} \end{cases} \quad \left| \begin{array}{c} r \\ \text{zwischen} \\ 1 \text{ u. } (n-1). \end{array} \right.$$

$$(28)\quad \begin{cases} X_{II}\left(\eta_{n-n}^{II} + \frac{\alpha}{2+\varphi}\right) + 2 \sum_{k=1}^{k=n-1} Y_k^{II}\cdot \eta_{n-k}^{II} = \frac{\beta}{2+\varphi} \\ \qquad + \frac{\varphi}{2+\varphi}\cdot \eta_{n-n}^{II}. \end{cases}$$

f) Bestimmung von β.

Nimmt man den allgemeinen Fall an, daß die Kraft ${}^1/_2$ nicht unmittelbar, sondern durch Vermittlung von zwei Längsträgern im Abstande c am Querträger angreift, so überträgt jeder dieser Längsträger die Kraft ${}^1/_4$.

Der Wert von $\int M_0 M'\, dx$ muß daher halb so groß sein wie der in Gl. 8a, denn bei Entwicklung dieser Gleichung waren zwei Kräfte ${}^1/_2$ angenommen. Folglich ist

$$\beta = 4 \int \frac{M_0\, M'\, dx}{E\, J_q}$$

$$= \frac{2}{E\, J_q}\cdot \frac{b^3}{6} - \frac{2}{E\, J_q}\cdot \frac{b}{16}\,(4\,a^2 + c^2) + \frac{2}{E\, J_q}\cdot \frac{a}{48}\,(4\,a^2 + 3\,c^2)$$

$$= \frac{1}{E\, J_q}\left[\frac{b^3}{3} - \frac{b}{8}\,(4\,a^2 + c^2) + \frac{a}{24}\,(4\,a^2 + 3\,c^2)\right]$$

$$(29)\qquad \beta = \frac{8\,b^3 - 3\,b\,(4\,a^2 + c^2) + a\,(4\,a^2 + 3\,c^2)}{24\, E\, J_q}.$$

Sonderfall: $a = \frac{b}{2}$.

$$\beta = \frac{8\,b^3 - 3\,b\,(b^2 + c^2) + \frac{b}{2}\,(b^2 + 3\,c^2)}{24\, E\, J_q} = \frac{\frac{11}{2}\cdot b^3 - \frac{3}{2}\cdot b\, c^2}{24\, E\, J_q}.$$

$$(29\,a)\qquad \beta = \frac{11\,b^3 - 3\,b\,c^2}{48\, E\, J_q}.$$

Sonderfall: $c = 0$, $a = a$.

$$(29\,b)\qquad \beta = \frac{8\,b^3 - 12\,a^2\,b + 4\,a^3}{24\, E\, J_q} = \frac{2\,b^3 - 3\,a^2\,b + a^3}{6\, E\, J_q}.$$

Sonderfall: $c = 0$, $a = \frac{b}{2}$.

$$(29\,c)\qquad \beta = \frac{11\,b^3}{48\, E\, J_q}.$$

g) Träger mit gerader Felderzahl.

Um die vorstehend entwickelten Gl. 24, 26, 27, 28 auf Träger mit gerader Felderzahl anwenden zu können, denken wir uns den Mittelquerträger, der das Trägheitsmoment J_q haben möge, und an dem die Kraft 1 wirkt, zerlegt in zwei Querträger von unendlich kleinem Abstand mit je ${}^1/_2\, J_q$ als Trägheitsmoment und an jedem dieser Querträger die Kraft ${}^1/_2$ angreifend. Wir können dann

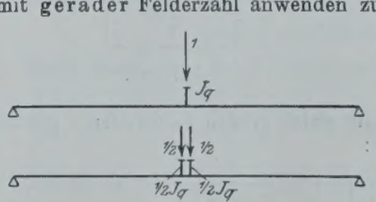


Abb. 24.

das System als Träger von ungerader Felderzahl auffassen, dessen Mittelfeld die Feldweite 0 hat (Abb. 24).

Die Gl. 24 darf daher unverändert Anwendung finden. Die Elastizitätsgleichung für den Mittelquerträger erhält man aus Gl. 26, indem man J_q durch $^1/_2\,J_q$ ersetzt. Statt $\int \frac{M'^2\,dx}{E\,J_q}$ muß daher $2\int \frac{M'^2\,dx}{E\,J_q}$ und statt $\int \frac{M_0\,M'\,dx}{E\,J_q}$ muß $2\int \frac{M_0\,M'\,dx}{E\,J_q}$ gesetzt werden. Führt man die Abkürzungswerte α und β in gleicher Weise wie oben ein, so muß in Gl. 26 2α an die Stelle von α und 2β an die Stelle von β treten. Die Gleichung lautet demnach:

$$(26\,a)\quad \begin{cases} X_{II}\,(2\alpha + \eta^{I}_{n-n} + 2\cdot\eta^{II}_{n-n}) \\ \qquad + 2\sum\limits_{k=1}^{k=n-1} Y^{II}_k\,(\eta^{I}_{n-k} + 2\cdot\eta^{II}_{n-k}) = 2\beta + \eta^{I}_{n-n}. \end{cases}$$

Entsprechend bleibt Gl. 27 unverändert, während Gl. 28 folgende Gestalt annimmt:

$$(28\,a)\quad \begin{cases} X_{II}\left(\eta^{II}_{n-n} + \frac{2\alpha}{2+\varphi}\right) + 2\sum\limits_{k=1}^{k=n-1} Y^{II}_k\cdot\eta^{II}_{n-k} \\ \qquad = \frac{2\beta}{2+\varphi} + \frac{\varphi}{2+\varphi}\cdot\eta^{II}_{n-n}. \end{cases}$$

IV. Zahlenbeispiel für eine Fachwerkbrücke.

Die Hauptträger seien Parallelträger von 3,3 m Höhe und 30 m Stützweite mit 10 gleichen Feldern von 3 m Feldweite.

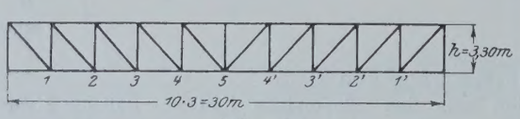


Abb. 25.

Abstand der Hauptträger $2 \times 5{,}0$ m (Abb. 25 u. 26).

1. Berechnung der Werte ξ_0.

Nach Formel 9a u. 10a

$$\xi_{II\,0} = \frac{11 - 3\cdot 0{,}36^2}{16} = 0{,}6632$$

$$\xi_{I\,0} = \frac{13 - 3\cdot 0{,}36^2}{32} = 0{,}3941.$$

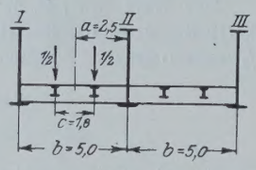


Abb. 26.

2. Berechnung der Werte $\xi_{\mathfrak{M}}$.

Es wird angenommen, daß die im Knotenpunkt 5 wirkende Last 1 nicht unmittelbar am Querträger angreift, sondern durch Vermittlung der beiden Längsträger in zwei Kräfte $^1/_2$ zerlegt wird, die in einem Abstande von $c = 1{,}8$ m wirken. Daher ist nach Gl. 29a

$$\beta = \frac{11\,b^3 - 3\,b\,c^2}{48\,E\,J_q}$$

$$b = 5\text{ m},\quad c = 1{,}8\text{ m}$$

$$J_q = 150\,000\text{ cm}^4 = \frac{150\,000}{100\,000\,000}\text{ m}^4 = \frac{15}{10\,000}\text{ m}^4$$

$$\beta = \frac{11\cdot 125 - 3\cdot 5\cdot 3{,}24}{E\cdot 48\cdot\frac{15}{10\,000}} = \frac{1326{,}4\cdot 10\,000}{E\cdot 720}$$

$$= \frac{18\,422{,}22}{E}\text{ m}^{-1}.$$

Die η-Werte werden mit Hilfe der w-Gewichte ermittelt.

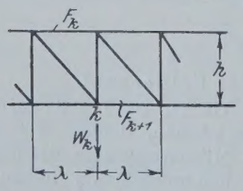


Abb. 27.

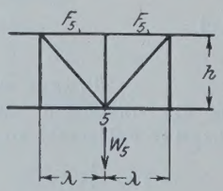


Abb. 28.

Für einen Parallelträger mit gleich großen Feldweiten λ gilt für W_k (Abb. 27) folgende Formel:

$$W_k = \frac{M_k\,\lambda}{E\,h^2}\left(\frac{1}{F_k} + \frac{1}{F_{k+1}}\right).$$

Für die Mitte des Trägers gilt die Formel

$$W_5 = \frac{M_5\,\lambda}{E\,h^2}\cdot\frac{2}{F_5}\quad\text{(Abb. 28).}$$

Zunächst werde der Träger II betrachtet. Die Klammerwerte $\left(\frac{1}{F_k} + \frac{1}{F_{k+1}}\right)$ sind in nachstehender Tafel zusammengestellt.

k	F_k in m²	F_{k+1} in m²	$\frac{1}{F_k}$ in m^{-2}	$\frac{1}{F_{k+1}}$ in m^{-2}	$\frac{1}{F_k}+\frac{1}{F_{k+1}}$ in m^{-2}
1	0,025	0,022	40,00	45,45	85,45
2	0,037	0,033	27,03	30,30	57,33
3	0,050	0,045	20,00	22,22	42,22
4	0,053	0,048	18,87	20,83	39,70
5	0,054	0,054	18,52	18,52	37,04

Ermittlung der Werte η^{II}_{1-k}.

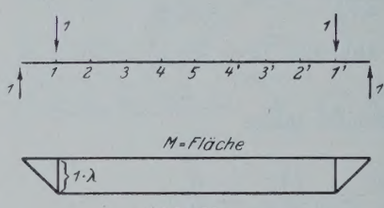


Abb. 29.

Wir berechnen, wie oben ausgeführt, die Biegungslinie des Trägers für die Belastung mit zwei Kräften 1, die in den Punkten 1 und 1′ angreifen (Abb. 29). Die Ordinaten dieser Linie sind dann die gesuchten Werte η^{II}_{1-k}.

Mit Hilfe nachfolgender Tafel werden die mit dem gleichbleibenden Faktor $\frac{E}{\lambda^3}$ multiplizierten Werte η^{II}_{1-k} ermittelt.

k	$\frac{M_k}{\lambda}$	$\frac{1}{F_k}+\frac{1}{F_{k+1}}$	$\frac{E\cdot\frac{W_k}{\lambda^2}}{\frac{M_k}{\lambda h^2}\left(\frac{1}{F_k}+\frac{1}{F_{k+1}}\right)}$	$\frac{E}{\lambda^2}\cdot Q_w$	$\frac{E}{\lambda^3}\cdot M_w = \frac{E}{\lambda^3}\cdot\eta^{II}_{1-k}$
				22,35	
1	1	85,45	7,85		22,35
				14,50	
2	1	57,33	5,27		36,85
				9,23	
3	1	42,22	3,88		46,08
				5,35	
4	1	39,70	3,65		51,43
				1,70	
5	1	37,04	3,40		53,13

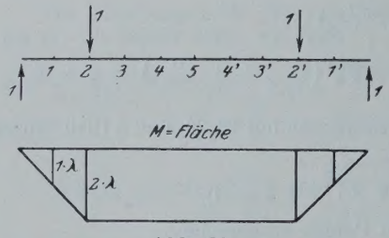


Abb. 30.

$$\frac{E}{\lambda^2}\cdot A_w = 20{,}65 + 1{,}70 = 22{,}35.$$

Ermittlung der Werte $\frac{E}{\lambda^3}\cdot\eta^{II}_{2-k}$. (Abb. 30.)

k	$\frac{M_k}{\lambda}$	$\frac{1}{F_k}+\frac{1}{F_{k+1}}$	$E\cdot\frac{W_k}{\lambda^2}$	$E\cdot\frac{Q_w}{\lambda^2}$	$\frac{E}{\lambda^3}\cdot\eta^{II}_{2-k}$
				36,85	
1	1	85,45	7,85		36,85
				29,00	
2	2	57,33	10,54		65,85
				18,46	
3	2	42,22	7,76		84,31
				10,70	
4	2	39,70	7,30		95,01
				3,40	
5	2	37,04	6,80		98,41

$$\frac{E}{\lambda^2}\cdot A_w = 33{,}45 + 3{,}40 = 36{,}85.$$

Ermittlung der Werte $\frac{E}{\lambda^3} \cdot \eta^{II}_{3-k}$. (Abb. 31.)

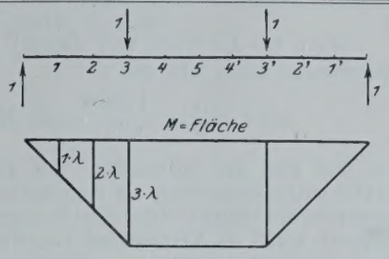


Abb. 31.

k	$\frac{M_k}{\lambda}$	$\frac{1}{F_k}+\frac{1}{F_{k+1}}$	$E \cdot \frac{W_k}{\lambda^2}$	$E \cdot \frac{Q_w}{\lambda^2}$	$\frac{E}{\lambda^3} \cdot \eta^{II}_{3-k}$
1	1	85,45	7,85	46,08	46,08
2	2	57,33	10,54	38,23	84,31
3	3	42,22	11,64	27,69	112,00
4	3	39,70	10,95	16,05	128,05
5	3	37,04	10,20	5,10	133,15

$\frac{E}{\lambda^2} \cdot A_w = 40{,}98 + 5{,}10 = 46{,}08.$

Ermittlung der Werte $\frac{E}{\lambda^3} \cdot \eta^{II}_{4-k}$. (Abb. 32.)

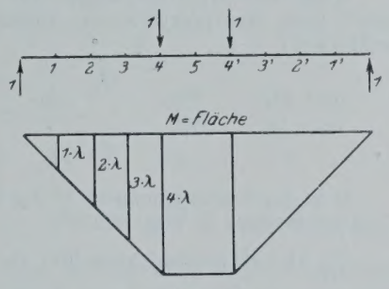


Abb. 32.

k	$\frac{M_k}{\lambda}$	$\frac{1}{F_k}+\frac{1}{F_{k-n}}$	$E \cdot \frac{W_k}{\lambda^2}$	$E \cdot \frac{Q_w}{\lambda^2}$	$\frac{E}{\lambda^3} \cdot \eta_{4-k}$
1	1	85,45	7,85	51,43	51,43
2	2	57,33	10,54	43,58	95,01
3	3	42,22	11,64	33,04	128,05
4	4	39,70	14,60	21,40	149,45
5	4	37,04	13,60	6,80	156,25

$\frac{E}{\lambda^2} \cdot A_w = 44{,}63 + 6{,}80 = 51{,}43.$

Ermittlung der Werte $\eta^{II}_{n-k} = \eta^{II}_{5-k}$. (Abb. 33.)
Die beiden Lasten 1 treffen jetzt am Querträger 5 zusammen.

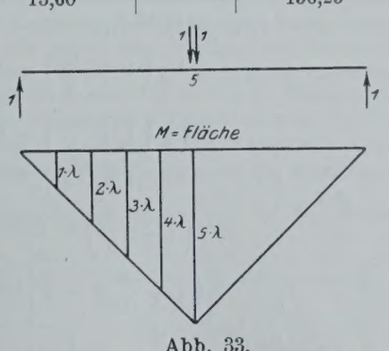


Abb. 33.

k	$\frac{M_k}{\lambda}$	$\frac{1}{F_k}+\frac{1}{F_{k+1}}$	$E \cdot \frac{W_k}{\lambda^2}$	$E \cdot \frac{Q_w}{\lambda^2}$	$\frac{E}{\lambda^3} \cdot \eta^{II}_{5-k}$
1	1	85,45	7,85	53,13	53,13
2	2	57,33	10,54	45,28	98,41
3	3	42,22	11,64	34,74	133,15
4	4	39,70	14,60	23,10	156,25
5	5	37,04	17,00	8,50	164,75

$\frac{E}{\lambda^2} \cdot A_w = 44{,}63 + 8{,}50 = 53{,}13.$

Ein Blick auf die errechneten Zahlenwerte bestätigt die Richtigkeit der oben entwickelten Formel $\eta_{p-q} = \eta_{q-p}$.

Zum Beispiel nach der Tabelle für η_{2-k} ist $\eta_{2-3} = \frac{\lambda^3}{E} \cdot 84{,}31$; nach der Tabelle für η_{3-k} ist η_{3-2} ebenfalls $= \frac{\lambda^3}{E} \cdot 84{,}31$.

Man sieht ferner, daß die entwickelte Berechnungsweise für die η-Werte außerordentlich einfach und übersichtlich ist.

Die Berechnung der η-Werte für den Träger I erübrigt sich, da hier die Gl. 27 u. 28a angewendet werden können.

φ wird $= 2{,}2$ angenommen.

$$J_q = 150\,000 \text{ cm}^4$$

$$\frac{\alpha}{2+\varphi} = \frac{b^3}{3\,E\,J_q\,(2+\varphi)} = \frac{125}{3\,E \cdot \frac{15}{10\,000} \cdot 4{,}2} = \frac{6613{,}757 \text{ m}^{-1}}{E}$$

$$\frac{\beta}{2+\varphi} = \frac{184\,22{,}22}{E \cdot 4{,}2} = \frac{4386{,}24 \text{ m}^{-1}}{E}$$

$$\frac{\varphi}{2+\varphi} = \frac{2{,}2}{4{,}2} = 0{,}5238.$$

Die Gl. 27 u. 28a denken wir uns mit $\frac{E}{2\,\lambda^3}$ multipliziert. Nach Einsetzen der η-Werte lauten die Gleichungen, wie folgt:

$$X_{II} \cdot \frac{53{,}13}{2} + Y^{II}_1 \cdot 22{,}35 + Y^{II}_2 \cdot 36{,}85 + Y^{II}_3 \cdot 46{,}08 + Y^{II}_4 \cdot 51{,}43 + Y^{II}_1 \cdot \frac{6613{,}757}{27} = 0{,}5238 \cdot \frac{53{,}13}{2}$$

$$X_{II} \cdot \frac{98{,}41}{2} + Y^{II}_1 \cdot 36{,}85 + Y^{II}_2 \cdot 65{,}85 + Y^{II}_3 \cdot 84{,}31 + Y^{II}_4 \cdot 95{,}01 + Y^{II}_2 \cdot \frac{6613{,}757}{27} = 0{,}5238 \cdot \frac{98{,}41}{2}$$

$$X_{II} \cdot \frac{133{,}15}{2} + Y^{II}_1 \cdot 46{,}08 + Y^{II}_2 \cdot 84{,}31 + Y^{II}_3 \cdot 112{,}00 + Y^{II}_4 \cdot 128{,}05 + Y^{II}_3 \cdot \frac{6613{,}757}{27} = 0{,}5238 \cdot \frac{133{,}15}{2}$$

$$X_{II} \cdot \frac{156{,}25}{2} + Y^{II}_1 \cdot 51{,}43 + Y^{II}_2 \cdot 95{,}01 + Y^{II}_3 \cdot 128{,}05 + Y^{II}_4 \cdot 149{,}45 + Y^{II}_4 \cdot \frac{6613{,}757}{27} = 0{,}5238 \cdot \frac{156{,}25}{2}$$

$$X_{II}\left(\frac{164{,}75}{2} + \frac{6613{,}757}{27}\right) + Y^{II}_1 \cdot 53{,}13 + Y^{II}_2 \cdot 98{,}41 + Y^{II}_3 \cdot 133{,}15 + Y^{II}_4 \cdot 156{,}25 = \frac{4386{,}24}{27} + 0{,}5238 \cdot \frac{164{,}75}{2}.$$

Sämtliche Gleichungen werden mit 100 multipliziert.

$$X_{II} \cdot 2656{,}5 + Y^{II}_1 \cdot 2235 + Y^{II}_2 \cdot 3685 + Y^{II}_3 \cdot 4608 + Y^{II}_4 \cdot 5143 + Y^{II}_1 \cdot 24495 = 1391$$

$$X_{II} \cdot 4920{,}5 + Y^{II}_1 \cdot 3685 + Y^{II}_2 \cdot 6585 + Y^{II}_3 \cdot 8431 + Y^{II}_4 \cdot 9501 + Y^{II}_2 \cdot 24495 = 2577$$

$$X_{II} \cdot 6657{,}5 + Y^{II}_1 \cdot 4608 + Y^{II}_2 \cdot 8431 + Y^{II}_3 \cdot 11200 + Y^{II}_4 \cdot 12805 + Y^{II}_3 \cdot 24495 = 3487$$

$$X_{II} \cdot 7812{,}5 + Y^{II}_1 \cdot 5143 + Y^{II}_2 \cdot 9501 + Y^{II}_3 \cdot 12805 + Y^{II}_4 \cdot 14945 + Y^{II}_4 \cdot 24495 = 4092$$

$$X_{II}(8237{,}5 + 24495) + Y^{II}_1 \cdot 5313 + Y^{II}_2 \cdot 9841 + Y^{II}_3 \cdot 13315 + Y^{II}_4 \cdot 15625 = 20560{,}13$$

Nach Beseitigung der Unbekannten Y erhält man

$$X_{II} = 0{,}645 = \xi^{II}_{\mathfrak{M}}$$

$$\xi^{I}_{\mathfrak{M}} = X_I = \frac{b+a}{2\,b} - {}^1/_2 \cdot \xi^{II}_{\mathfrak{M}} = \frac{b+\frac{b}{2}}{2\,b} - {}^1/_2 \cdot \xi^{II}_{\mathfrak{M}} = 0{,}75 - 0{,}3225 = 0{,}4275.$$

3. Ermittlung der parabelförmigen Einflußlinien für X_{Im} und X_{IIm}.

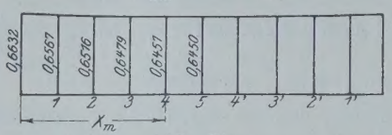


Abb. 34.

Einflußlinie für X_{IIm} (Abb. 34.)

$$\xi_{IIm} = \xi_{II\mathfrak{M}} + (\xi_{II0} - \xi_{II\mathfrak{M}})\left(1 - \frac{x_m}{5\,\lambda}\right)^2$$

$$= 0{,}645 + 0{,}0182\left(1 - \frac{x_m}{5\,\lambda}\right)^2$$

$$\xi_{II1} = \xi_{II1}' = 0{,}645 + 0{,}0182\left(1 - \frac{\lambda}{5\,\lambda}\right)^2$$

$$= 0{,}645 + 0{,}0182 \cdot {}^{16}/_{25} = 0{,}656\,65$$

$$\xi_{II2} = \xi_{II2}' = 0{,}645 + 0{,}0182 \cdot {}^{9}/_{25} = 0{,}651\,55$$

$$\xi_{II3} = \xi_{II3}' = 0{,}645 + 0{,}0182 \cdot {}^{4}/_{25} = 0{,}647\,91$$

$$\xi_{II4} = \xi_{II4}' = 0{,}645 + 0{,}0182 \cdot {}^{1}/_{25} = 0{,}645\,73.$$

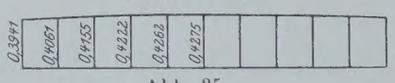


Abb. 35.

Einflußlinie für X_{Im} (Abb. 35).

$$\xi_{Im} = \xi_{I\mathfrak{M}} - (\xi_{I\mathfrak{M}} - \xi_{I0})\left(1 - \frac{x_m}{5\,\lambda}\right)^2$$

$$= 0{,}4275 - 0.0334\left(1 - \frac{x_m}{5\,\lambda}\right)^2$$

$$\xi_{I1} = \xi_{I1}' = 0{,}4275 - 0{,}0334 \cdot {}^{16}/_{25} = 0{,}406\,12$$

$$\xi_{I2} = \xi_{I2}' = 0{,}4275 - 0{,}0334 \cdot {}^{9}/_{25} = 0{,}415\,48$$

$$\xi_{I3} = \xi_{I3}' = 0{,}4275 - 0{,}0334 \cdot {}^{4}/_{25} = 0{,}422\,16$$

$$\xi_{I4} = \xi_{I4}' = 0{,}4275 - 0{,}0334 \cdot {}^{1}/_{25} = 0{,}426\,16.$$

Ermittlung der größten Momente im Punkt 5 infolge Verkehrslast (Lastenzug *G*).

Die Einflußlinie für M_{II5} ergibt sich aus der gewöhnlichen *M*-Linie (Abb. 36) durch Multiplikation der Ordinaten dieser Linie mit $2\,\xi_m$. Bezeichnen wir die neuen Ordinaten mit η_{IIm}, so ist (abgerundet auf drei Dezimalstellen):

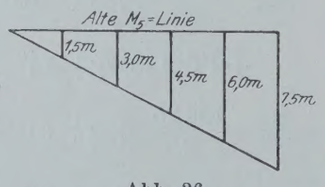


Abb. 36.

$$\eta_{II1} = 1{,}5 \cdot 2 \cdot 0{,}656\,65 = 1{,}970 \text{ m}$$
$$\eta_{II2} = 3 \cdot 2 \cdot 0{,}651\,55 = 3{,}909 \text{ „}$$
$$\eta_{II3} = 4{,}5 \cdot 2 \cdot 0{,}647\,91 = 5{,}831 \text{ „}$$
$$\eta_{II4} = 6 \cdot 2 \cdot 0{,}645\,73 = 7{,}749 \text{ „}$$
$$\eta_{II5} = 7{,}5 \cdot 2 \cdot 0{,}645\,00 = 9{,}675 \text{ „}$$

Der größte Wert für das Moment ergibt sich zu $\max M_p^{II} = 1226$ mt.

Wendet man das Näherungsverfahren des gleichbleibenden Beiwertes an, so wird dieser:

$$2\,\xi_{II}' = \frac{\xi_{II0} + 4\,\xi_{II\mathfrak{M}} \cdot 2}{5} = \frac{0{,}6632 + 2{,}580}{5}$$

$$= \frac{2 \cdot 3{,}2432}{5} = 1{,}297.$$

Mit Benutzung des Tabellenwertes für *M* aus den „Berechnungsgrundlagen" wird

$$\max M_p^{II} = 947 \cdot 1{,}297 = 1228 \text{ mt.}$$

Wie man sieht, stimmt diese Zahl mit der obigen gut überein, man rechnet bei Anwendung des ξ'-Wertes noch etwas sicherer. Anderseits hat eine größere Genauigkeit keinen Wert mit Rücksicht darauf, daß das ganze Rechnungsverfahren auf gewissen vereinfachenden Annahmen beruht.

Zur Berechnung von $\max M_p^{I}$ wenden wir daher dieses abgekürzte Verfahren an:

$$\xi_I' = \frac{\xi_{I0} + 4 \cdot \xi_{I\mathfrak{M}}}{5} = \frac{0{,}3941 + 1{,}7100}{5} = \frac{2{,}1041}{5} = 0{,}421$$

$$\max M_p^{I} = 0{,}421 \cdot 947 = 399 \text{ mt.}$$

Wenn wir die Werte von $\max M_p^{II}$ und $\max M_p^{I}$ miteinander vergleichen, so sehen wir, daß

$$\max M_p^{II} = \frac{1228}{399} \cdot \max M_p^{I} = 3{,}08 \cdot \max M_p^{I}$$

ist, daß also der Mittelträger von den Verkehrslasten erheblich mehr aufzunehmen hat, als man zunächst annehmen sollte, und daß jedenfalls die bisher übliche Berechnungsweise, nach der dem Träger II doppelt soviel an Verkehrslast zugewiesen wird wie dem Träger I, ganz unzutreffend ist. Im anliegenden Rechnungsbeispiel war bekanntlich das Verhältnis der Trägheitsmomente des mittleren und des Randträgers $\varphi = 2{,}2$ eingesetzt. Handelt es sich nun um eine bestehende Brücke, bei der dieses Verhältnis 2,2 wirklich vorhanden ist, so ist zu erwarten, daß entweder die Randträger bei ihrer Beanspruchung schlecht ausgenutzt sind, oder daß der Mittelträger über das zulässige Maß hinaus beansprucht wird.

Liegt eine neu zu entwerfende Brücke vor, so muß man einen anderen Wert für φ einsetzen und die Berechnung wiederholen.

Im folgenden Abschnitt wird ein Verfahren gezeigt, wie man durch eine sehr einfache Näherungsberechnung φ so ermitteln kann, daß die beiden Träger einigermaßen gleichmäßig ausgenutzt werden.

V. Überschlägliche Bestimmung von φ für neue Brücken.

Wenn alle drei Hauptträger bei der ungünstigsten Belastung gleich hoch beansprucht werden sollen, so muß folgende Bedingung erfüllt sein:

$$\frac{\max M_{II}}{\max M_I} = \frac{W_{II}}{W_I} = \frac{J_{II} \cdot \frac{2}{h_{II}}}{J_I \cdot \frac{2}{h_I}} = \frac{J_{II}}{J_I} \cdot \frac{h_I}{h_{II}} = \varphi \cdot \frac{h_I}{h_{II}}.$$

M ist das Biegungsmoment, *W* das Widerstandsmoment und *J* das Trägheitsmoment in Trägermitte.

$\frac{h_I}{h_{II}}$ wird als gegeben betrachtet und für alle Knotenpunkte gleich angenommen. Wenn man vom Einfluß der ruhenden Belastung absieht, so ist

$$\frac{\max M_{II}}{\max M_I} = \frac{\max X_{II}}{\max X_I} = \frac{2\,\xi_{\mathfrak{M}}^{II}}{\xi_{\mathfrak{M}}^{I}}.$$

Folglich:

$$\varphi \cdot \frac{h_I}{h_{II}} = \frac{2\,\xi_{\mathfrak{M}}^{II}}{\xi_{\mathfrak{M}}^{I}}$$

$$\varphi = \frac{2\,\xi_{II\mathfrak{M}}}{\xi_{I\mathfrak{M}}} \cdot \frac{h_{II}}{h_I}.$$

$\xi_{II\mathfrak{M}}$ ist im allgemeinen etwas kleiner als ξ_{II0}, näherungsweise setzen wir durchschnittlich:

$$\xi_{II\mathfrak{M}} = 0{,}96\,\xi_{II0}$$

$$\xi_{I\mathfrak{M}} = {}^1/_2\left(1 + \frac{a}{b}\right) - {}^1/_2 \cdot \xi_{II\mathfrak{M}} \text{ (s. Gl. 1)}$$

$$= \frac{1}{2}\left(1 + \frac{a}{b}\right) - 0{,}48 \cdot \xi_{II0}$$

$$\varphi = \frac{h_{II}}{h_I} \cdot \frac{1{,}92 \cdot \xi_{II0}}{{}^1/_2\left(1 + \frac{a}{b}\right) - 0{,}48 \cdot \xi_{II0}}$$

$$= \frac{h_{II}}{h_I} \cdot \frac{2\left(1 + \frac{a}{b}\right) - 4\left[{}^1/_2\left(1 + \frac{a}{b}\right) - 0{,}48 \cdot \xi_{II0}\right]}{{}^1/_2\left(1 + \frac{a}{b}\right) - 0{,}48 \cdot \xi_{II0}}$$

$$= \frac{h_{II}}{h_I} \cdot \left[\frac{4\left(1 + \frac{a}{b}\right)}{1 + \frac{a}{b} - 0{,}96 \cdot \xi_{II0}} - 4\right].$$

Für ξ_{II0} wird der Ausdruck nach Gl. 9 eingesetzt. Dann folgt

$$\varphi = \frac{4\,h_{II}}{h_I} \cdot \left[\frac{1 + \frac{a}{b}}{0{,}04 + \frac{a}{b} + 1{,}44\left(\frac{a}{b}\right)^2 - 0{,}48\left(\frac{a}{b}\right)^3 + 0{,}36\left(\frac{c}{b}\right)^2\left(1 - \frac{a}{b}\right)} - 1\right]. \tag{30}$$

Sonderfall: $h_{II} = h_I$.

1. $\frac{a}{b} = 0{,}5$

$$\varphi = \frac{6}{0{,}84 + 0{,}18\left(\frac{c}{b}\right)^2} - 4 \tag{30a}$$

2. $\frac{a}{b} = 0{,}55$

$$\varphi = \frac{6{,}2}{0{,}946 + 0{,}162\left(\frac{c}{b}\right)^2} - 4 \tag{30b}$$

3. $\frac{a}{b} = 0{,}6$

$$\varphi = \frac{6{,}4}{1{,}055 + 0{,}144\left(\frac{c}{b}\right)^2} - 4\,. \tag{30c}$$

Für verschiedene Werte von $\frac{a}{b}$ und $\frac{c}{b}$ sind die abgerundeten Werte von φ in folgender Tafel zusammengestellt:

	$\frac{c}{b}=0{,}3$	$\frac{c}{b}=0{,}4$	$\frac{c}{b}=0{,}5$	$\frac{c}{b}=0{,}6$
$\frac{a}{b}=0{,}5$	3,0	2,9	2,8	2,6
$\frac{a}{b}=0{,}55$	2,5	2,4	2,3	2,2
$\frac{a}{b}=0{,}6$	2,0	1,9	1,8	1,78

Man erkennt aus dieser Tafel die eigentlich selbstverständliche Tatsache, daß der Wert φ desto kleiner wird, je größer $\frac{a}{b}$ wird; d. h. je weiter die Belastung von Träger II nach dem Träger I hin rückt, desto kleiner ist der Lastanteil des Trägers II zu dem des Trägers I. Zwar wird sich das Verhältnis $\frac{a}{b} = 0{,}6$ wohl kaum praktisch verwirklichen lassen, weil dadurch die Brückenbreite merklich vergrößert wird. Immerhin empfiehlt es sich, bei Neukonstruktion derartiger Brücken zur Entlastung des Trägers II die Gleisachse nicht in die Mitte zwischen den Trägern zu legen, sondern soweit vom Mittelträger abzurücken, als es die sonstigen Konstruktionsrücksichten gestatten.

VI. Entwicklung vereinfachter Formeln für Blechträgerbrücken.

a) Zur Vereinfachung der Rechnung darf man ohne wesentlichen Fehler das Trägheitsmoment für jeden der 3 Träger auf die ganze Länge als gleichbleibend ansehen. Will man etwas genauer vorgehen, so empfiehlt es sich, als Trägheitsmoment nicht das in Trägermitte vorhandene ${}_{\max}J$, sondern ein reduziertes Trägheitsmoment J' einzuführen, das etwa gleich dem 0,9-fachen von ${}_{\max}J$ gesetzt werden kann. Bezeichnen wir das reduzierte Trägheitsmoment der Randträger mit J_I', das des Mittelträgers mit J_{II}', so ist $\varphi = \frac{J_{II}'}{J_I'}$. Da dieses Verhältnis gleichbleibend ist, so dürfen hier die Formeln 27, 28 bezw. 28a angewandt werden.

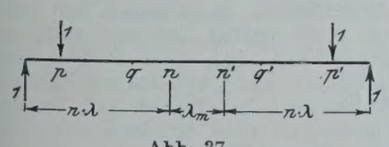


Abb. 37.

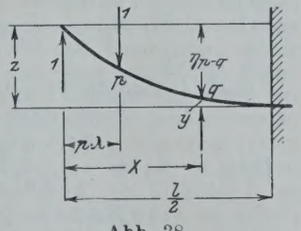


Abb. 38.

Wir betrachten zunächst einen Blechträger mit $2n$ gleichen Feldern von der Weite λ und einem Mittelfeld von beliebiger Weite λ_m, das gegebenenfalls auch $= 0$ werden kann. Gesucht ist der Wert η_{p-q}. Wie wir oben gesehen haben, ist η_{p-q} gleich der Durchbiegung der Punkte q und q' unter der Wirkung zweier in p und p' angreifenden Lasten 1 (Abb. 37).

Zur Ermittlung dieser Durchbiegung denken wir uns den Träger in der Mitte eingespannt und mit dem Kräftepaar vom Moment $1\,p\,\lambda$ belastet (Abb. 38).

$$\eta_{p-q} = z - y.$$

$$EJz = \frac{l^3}{24} - \frac{\left(\frac{l}{2} - p\,\lambda\right)^3}{3} - \frac{\left(\frac{l}{2} - p\,\lambda\right)^2}{2} \cdot p\,\lambda$$

$$= \frac{p\,\lambda\,l^2}{8} - \frac{p^3\,\lambda^3}{6}.$$

Der Krümmungshalbmesser ϱ muß zwischen p und p' konstant sein, da das Moment hier überall konstant ist. Die Biegungslinie ist also hier kreisförmig.

$$\varrho = \frac{EJ}{M} = \frac{EJ}{p\,\lambda}.$$

$$y = \frac{1}{2\varrho}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2 = \frac{p\,\lambda}{2\,EJ}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2.$$

$$EJy = \frac{p\,\lambda}{2}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2.$$

$$EJ\,\eta_{p-q} = EJz - EJy = \frac{p\,\lambda\,l^2}{8} - \frac{p^3\,\lambda^3}{6}$$

$$- \frac{p\,\lambda}{2}\left(\frac{l}{2} - x\right)^2 = \frac{p\,\lambda}{6}(3\,l\,x - 3\,x^2 - p^2\,\lambda^2).$$

Für x wird $q\,\lambda$ gesetzt.

$$\eta_{p-q} = \frac{p\,\lambda}{6\,EJ}(3\,l\,q\,\lambda - 3\,q^2\,\lambda^2 - p^2\,\lambda^2).$$

$$\eta_{p-q} = \frac{p\,\lambda^2}{6\,EJ}[3\,q\,l - \lambda\,(p^2 + 3\,q^2)]. \tag{31}$$

Zu beachten ist, daß in dieser Formel stets $p \leqq q$ sein muß, was schon daraus hervorgeht, daß die Ausdrücke p und q nicht miteinander vertauscht werden können, ohne daß der Wert sich ändert. Trotzdem läßt sich die Formel für beliebige Zahlen p und q anwenden, da $\eta_{q-p} = \eta_{p-q}$ ist. Wenn z. B. die Berechnung von η_{6-3} verlangt wird, so kann man $\eta_{6-3} = \eta_{3-6}$ setzen, es ist also $p = 3$ und $q = 6$ anzunehmen, oder allgemein: p muß immer die kleinere der beiden Indexzahlen sein.

Mit Hilfe vorstehender Formel bestimmen wir nun die η-Werte der Gl. 27 usw.

Wenn man beachtet, daß r stets $< n$ ist, so ist

$$\eta^{II}_{r-n} = \frac{r\,\lambda^2}{6\,E\,J_{II}}[3\,n\,l - \lambda\,(r^2 + 3\,n^2)]$$

$$l = 2\,n\,\lambda + \lambda_m.$$

$$\eta^{II}_{r-n} = \frac{r\,\lambda^2}{6\,E\,J_{II}}[\lambda\,(3\,n^2 - r^2) + 3\,n\,\lambda_m]. \tag{32}$$

In dem Wert η^{II}_{r-k} durchläuft k alle Werte von 1 bis $n-1$, kann also sowohl kleiner als auch größer als r sein. Wir zerlegen daher den Summenausdruck

$$\sum_{k=1}^{k=n-1} Y^{II}_k \cdot \eta^{II}_{r-k}$$

in zwei Summenausdrücke und zwar in

$$\sum_{k=1}^{k=r-1} Y^{II}_k \cdot \eta^{II}_{r-k} + \sum_{k=r}^{k=n-1} Y^{II}_k \cdot \eta^{II}_{r-k}.$$

In der ersten Summe ist $k < r$. η^{II}_{r-k} für $k < r$ erhält man also aus obiger Formel für η_{p-q}, indem man p durch k und q durch r ersetzt.

$$\left\{\begin{aligned} \eta^{II}_{r-k}\,(\text{für } k < r) &= \frac{k\,\lambda^2}{6\,E\,J_{II}}[3\,r\,l - \lambda\,(k^2 + 3\,r^2)] \\ &= \frac{k\,\lambda^2}{6\,E\,J_{II}}[\lambda\,(6\,r\,n - k^2 - 3\,r^2) + 3\,r\,\lambda_m]. \end{aligned}\right. \tag{33}$$

Im zweiten Summenausdruck ist $k \geqq r$, in dem Ausdruck für η_{p-q} ist daher p durch r und q durch k zu ersetzen.

$$\left\{\begin{aligned} \eta^{II}_{r-k}\,(k \geqq r) &= \frac{r\,\lambda^2}{6\,E\,J_{II}}[3\,k\,l - \lambda\,(r^2 + 3\,k^2)] \\ &= \frac{r\,\lambda^2}{6\,E\,J_{II}}[\lambda\,(6\,k\,n - r^2 - 3\,k^2) + 3\,k\,\lambda_m]. \end{aligned}\right. \tag{34}$$

Wenn man beide Summenausdrücke miteinander vergleicht, so erkennt man, daß der eine Ausdruck aus dem anderen durch Vertauschen von r und k entsteht.

η^{II}_{n-k} ist, da k stets $< n$,

$$= \frac{k\,\lambda^2}{6\,E\,J_{II}}[3\,n\,l - \lambda\,(k^2 + 3\,n^2)].$$

$$(35)\qquad \eta^{II}_{n-k}=\frac{k\lambda^2}{6EJ_{II}}[\lambda(3n^2-k^2)+3n\lambda_m]$$

$$\eta^{II}_{n-n}=\frac{n\lambda^2}{6EJ_{II}}(\lambda\,.\,2n^2+3n\lambda_m).$$

$$(36)\qquad \eta^{II}_{n-n}=\frac{n^2\lambda^2}{6EJ_{II}}(2n\lambda+3\lambda_m).$$

Gl. 27 nimmt nun folgende Form an:

$$X_{II}\cdot\frac{r\lambda^2}{6EJ_{II}}[\lambda(3n^2-r^2)+3n\lambda_m]$$
$$+2\sum_{k=1}^{k=r-1}Y^{II}_k\frac{k\lambda^2}{6EJ_{II}}[\lambda(6rn-k^2-3r^2)+3r\lambda_m].$$
$$+2\sum_{k=r}^{k=n-1}Y^{II}_k\cdot\frac{r\lambda^2}{6EJ_{II}}[\lambda(6kn-r^2-3k^2)+3k\lambda_m]$$
$$+Y^{II}_r\cdot\frac{2\alpha}{2+\varphi}=\frac{\varphi}{2+\varphi}\cdot\frac{r\lambda^2}{6EJ_{II}}[\lambda(3n^2-r^2)+3n\lambda_m].$$

Beide Seiten der Gleichung werden mit $\frac{6EJ_{II}}{\lambda^3}$ multipliziert.

$$(37)\quad\begin{cases}X_{II}\,r\left(3n^2-r^2+3n\cdot\frac{\lambda_m}{\lambda}\right)\\ \quad+2\sum_{k=1}^{k=r-1}Y^{II}_k\cdot k\left(6pn-k^2-3r^2+3r\cdot\frac{\lambda_m}{\lambda}\right)\\ \quad+2\sum_{k=r}^{k=n-1}Y^{II}_k\cdot r\left(6kn-r^2-3k^2+3k\cdot\frac{\lambda_m}{\lambda}\right)\\ \quad+Y^{II}_r\,\psi=\frac{\varphi}{2+\varphi}\cdot r\left(3n^2-r^2+3n\cdot\frac{\lambda_m}{\lambda}\right).\end{cases}$$

Hierbei ist $\qquad \psi=\frac{2\alpha}{2+\varphi}\cdot\frac{6EJ_{II}}{\lambda^3}.$

$$(38)\qquad \psi=\frac{2b^3}{3EJ_q(2+\varphi)}\cdot\frac{6EJ_{II}}{\lambda^3}=\frac{4}{2+\varphi}\cdot\frac{b^3}{\lambda^3}\cdot\frac{J_{II}}{J_q}$$

r durchläuft die Werte von 1 bis $(n-1)$.

Gl. 28 nimmt folgende Gestalt an:

$$X_{II}\left[\frac{n^2\lambda^2}{6EJ_{II}}(2n\lambda+3\lambda_m)+\frac{\alpha}{2+\varphi}\right]$$
$$+2\sum_{k=1}^{k=n-1}Y^{II}_k\cdot\frac{k\lambda^2}{6EJ_{II}}[\lambda(3n^2-k^2)+3n\lambda_m]$$
$$=\frac{\beta}{2+\varphi}+\frac{\varphi}{2+\varphi}\cdot\frac{n^2\lambda^2}{6EJ_{II}}(2n\lambda+3\lambda_m).$$

Beide Seiten der Gleichung werden mit $\frac{12EJ_{II}}{\lambda^3}$ multipliziert.

$$(39)\quad\begin{cases}X_{II}\left(4n^3+6n^2\cdot\frac{\lambda_m}{\lambda}+\psi\right)\\ \quad+4\sum_{k=1}^{k=n-1}Y^{II}_k\cdot k\left(3n^2-k^2+3n\cdot\frac{\lambda_m}{\lambda}\right)\\ \quad=\chi+\frac{2\varphi}{2+\varphi}\cdot n^2\left(2n+3\cdot\frac{\lambda_m}{\lambda}\right).\end{cases}$$

Hierbei ist

$$(39a)\qquad \chi=\frac{\beta}{2+\varphi}\cdot\frac{12EJ_{II}}{\lambda^3}\ (\beta\text{ s. Gl. 29}).$$

Die Gl. 37 u. 39 stellen wieder zusammen n Gleichungen mit n Unbekannten dar, aus denen die Unbekannte X_{II} zu berechnen ist. Dann ist:

$$\xi_{II\,\mathfrak{M}}=X_{II}$$
$$\xi_{I\,\mathfrak{M}}=\frac{b+a}{2b}-{}^1/_2\,X_{II}.$$

1. Sonderfall: $\lambda_m=\lambda$.

$$(40)\quad\begin{cases}X_{II}\,r(3n^2+3n-r^2)\\ \quad+2\sum_{k=1}^{k=r-1}Y^{II}_k\cdot k(6rn+3r-k^2-3r^2)\\ \quad+2\sum_{k=r}^{k=n-1}Y^{II}_k\cdot r(6kn+3k-r^2-3k^2)\\ \quad+Y^{II}_r\cdot\psi=\frac{\varphi}{2+\varphi}\cdot r(3n^2+3n-r^2).\end{cases}$$

$$(41)\quad\begin{cases}X_{II}(4n^3+6n^2+\psi)\\ \quad+4\sum_{k=1}^{k=n-1}Y^{II}_k\cdot k(3n^2+3n-k^2)\\ \quad=\chi+\frac{2\varphi}{2+\varphi}\cdot n^2(2n+3).\end{cases}$$

2. Sonderfall: $\lambda_m=0$.

Gl. 37 erhält folgende Form:

$$(42)\quad\begin{cases}X_{II}\,r(3n^2-r^2)+2\sum_{k=1}^{k=r-1}Y^{II}_k\cdot k(6rn-k^2-3r^2)\\ \quad+2\sum_{k=r}^{k=n-1}Y^{II}_k\cdot r(6kn-r^2-3k^2)+Y^{II}_r\cdot\psi\\ \quad=\frac{\varphi}{2+\varphi}\cdot r(3n^2-r^2).\end{cases}$$

Die letzte Gleichung wird aus Gl. 28a abgeleitet:

$$(43)\qquad \eta^{II}_{n-n}=\frac{n^2\lambda^2}{6EJ_{II}}\cdot 2n\lambda=\frac{n^3\lambda^3}{3EJ_{II}}$$

$$\eta^{II}_{n-k}=\frac{k\lambda^2}{6EJ_{II}}\cdot\lambda(3n^2-k^2)$$

$$(44)\qquad \eta^{II}_{n-k}=\frac{k\lambda^3(3n^2-k^2)}{6EJ_{II}}$$

$$X_{II}\left(\frac{n^3\lambda^3}{3EJ_{II}}+\frac{2\alpha}{2+\varphi}\right)+2\sum_{k=1}^{k=n-1}Y^{II}_k\cdot\frac{k\lambda^3(3n^2-k^2)}{6EJ_{II}}$$
$$=\frac{2\beta}{2+\varphi}+\frac{\varphi}{2+\varphi}\cdot\frac{n^3\lambda^3}{3EJ_{II}}.$$

Beide Seiten der Gleichung werden mit $\frac{6EJ_{II}}{\lambda^3}$ multipliziert.

$$(45)\quad X_{II}(2n^3+\psi)+2\sum_{k=1}^{k=n-1}Y^{II}_k\cdot k(3n^2-k^2)=\chi+\frac{2\varphi}{2+\varphi}\cdot n^3.$$

b) Weitergehende Vereinfachung für Blechträger.

Wie das Zahlenbeispiel des folgenden Abschnitts zeigt, sind die Kräfte Y_k im Verhältnis zur Kraft X_{II} außerordentlich klein. Man begeht daher keinen großen Fehler, wenn man die Kräfte Y_k ganz vernachlässigt.

Zur Ermittlung der Kraft X_{II} genügt dann jedesmal die letzte der n-Gleichungen vorstehender Gruppen, d. h. die Elastizitätsgleichung für den mittleren Querträger.

1. Allgemeiner Fall mit Mittelfeld von der Weite λ_m.

In Gl. 39 sind sämtliche $Y_k=0$ zu setzen.

$$X_{II}\left(4n^3+6n^2\cdot\frac{\lambda_m}{\lambda}+\psi\right)=\chi+\frac{2\varphi}{2+\varphi}\cdot n^2\left(2n+3\frac{\lambda_m}{\lambda}\right).$$

$$(46)\qquad X_{II}=\frac{\chi+\frac{2\varphi}{2+\varphi}\cdot n^2\left(2n+3\frac{\lambda_m}{\lambda}\right)}{4n^3+6n^2\cdot\frac{\lambda_m}{\lambda}+\psi}.$$

2. $\lambda_m=\lambda$.

$$(47)\qquad X_{II}=\frac{\chi+\frac{2\varphi}{2+\varphi}\cdot n^2(2n+3)}{4n^3+6n^2+\psi}.$$

3. $\lambda_m=0$.

In Gl. 45 sind die $Y_k=0$ zu setzen.

$$(48)\qquad X_{II}=\frac{\chi+\frac{2\varphi}{2+\varphi}\cdot n^3}{2n^3+\psi}$$

$$=\frac{\frac{\beta}{2+\varphi}\cdot\frac{12EJ_{II}}{\lambda^3}+\frac{2\varphi}{2+\varphi}\cdot n^3}{\frac{4}{2+\varphi}\cdot\frac{b^3}{\lambda^3}\cdot\frac{J_{II}}{J}\cdot+2n^3}=\frac{48\beta EJ_{II}+\varphi l^3}{16b^3\cdot\frac{J_{II}}{J_q}+(2+\varphi)l^3}$$

$$\beta=\frac{8b^3-3b(4a^2+c^2)+a(4a^2+3c^2)}{24EJ_q}\ (\text{s. Gl. 29})$$

$$48\beta EJ_{II}=\beta'\cdot\frac{J_{II}}{J_q}.$$

$$(49)\qquad \beta'=16b^3-6b(4a^2+c^2)+2a(4a^2+3c^2).$$

$$(50)\quad X_{II}=\frac{\beta'\cdot\frac{J_{II}}{J_q}+\varphi\, l^3}{16\,b^3\cdot\frac{J_{II}}{J_q}+(2+\varphi)\,l^3}.$$

c) Untersuchung des Einflusses der Trägerhöhe des Mittelträgers auf X_{II}.

Wir legen einen Blechträger mit gerader Anzahl gleicher Felder zugrunde und denken uns die Brücke für einen bestimmten Lastenzug berechnet. Dabei betrachten wir verschiedene Lösungen, die sich darin unterscheiden, daß der Mittelträger jedesmal eine andere Trägerhöhe erhält, während die Randträger unverändert bleiben (Abb. 39).

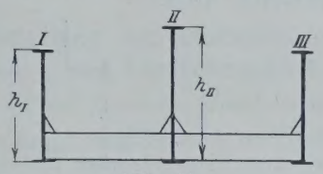


Abb. 39.

$J_{II}=W_{II}\cdot\frac{h_{II}}{2}$, wo W_{II} das Widerstandsmoment des Trägers II ist.

$$W_{II}=\frac{\max M_{II}}{\sigma_{zul}}=\frac{\max M_{II}'}{\sigma_{zul}}\cdot X_{II}.$$

Hierbei bedeutet $\max M_{II}'$ das größte Biegungsmoment, das der Träger II erhalten würde, wenn die Belastung von zwei Gleisen unmittelbar auf ihn wirken würde. Das diesem Belastungsfall entsprechende erforderliche Widerstandsmoment bezeichnen wir mit W_{II}'.

$$W_{II}'=\frac{\max M_{II}'}{\sigma_{zul}}.$$

$$W_{II}=W_{II}'\cdot X_{II}.$$

$$J_{II}=\frac{h_{II}\,W_{II}'\,X_{II}}{2}.$$

$$\frac{J_{II}}{X_{II}}=\frac{h_{II}\,W_{II}'}{2}.$$

W_{II}' ist von h_{II} unabhängig.

Gl. 50 umgeformt lautet, wenn man $\varphi=\frac{J_{II}}{J_I}$ setzt, folgendermaßen:

$$16\,b^3\cdot\frac{J_{II}}{J_q}+2\,l^3+\frac{J_{II}}{J_I}\cdot l^3=\frac{J_{II}}{X_{II}}\left(\frac{\beta'}{J_q}+\frac{l^3}{J_I}\right).$$

Gleichung mit J_q multipliziert.

$$J_{II}\left(16\,b^3+\frac{J_q}{J_I}\cdot l^3\right)+2\,l^3J_q=\frac{h_{II}\,W_{II}'}{2}\left(\beta'+l^3\cdot\frac{J_q}{J_I}\right).$$

$$\frac{h_{II}\,W_{II}'\,X_{II}}{2}\left(16\,b^3+\frac{J_q}{J_I}\cdot l^3\right)=\frac{h_{II}\,W_{II}'}{2}\left(\beta'+l^3\cdot\frac{J_q}{J_I}\right)-2\,l^3\cdot J_q.$$

$$(51)\quad X_{II}=\frac{\beta'+\frac{J_q}{J_I}\cdot l^3}{16\,b^3+\frac{J_q}{J_I}\cdot l^3}-\frac{4\,l^3J_q}{h_{II}\,W_{II}'\left(16\,b^3+\frac{J_q}{J_I}\cdot l^3\right)}.$$

Fassen wir in dieser Formel X_{II} und h_{II} als veränderlich auf, so sehen wir, daß X_{II} mit zunehmender Höhe des Mittelträgers größer wird. Diese Erscheinung, die natürlich ebenso an Fachwerkträgern auftritt, läßt sich sehr leicht dadurch erklären, daß der Mittelträger bei zunehmender Höhe im Verhältnis zu den Randträgern steifer wird; das bedeutet für den Querträger, daß seine Mittelstütze gegenüber den Außenstützen weniger nachgibt. Daraus folgt aber bekanntlich, daß der Auflagerdruck der Mittelstütze größer werden muß. Will man also bei Neuberechnung einer solchen Brücke vermeiden, daß der Mittelträger einen zu großen Anteil der Belastung übernehmen muß, so empfiehlt es sich, ihn nicht zu hoch zu machen, sondern wenn möglich, für ihn die gleiche Höhe zu wählen wie für die Außenträger.

VII. Zahlenbeispiel für eine Blechträgerbrücke.

Die Brücke ist für Lastenzug G bemessen; sie hat eine Stützweite von 20 m, bestehend aus acht Feldern von je 2,5 m Weite. Die beiden Gleise haben einen gegenseitigen Abstand von 3,60 m.

Infolge der geringen Bauhöhe muß die Fahrbahn halbversenkt ausgeführt werden. Die übrigen Maße sind aus Abb. 40 u. 41 zu ersehen.

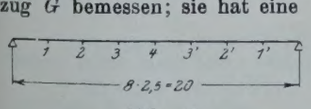


Abb. 40.

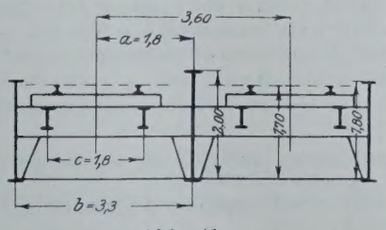


Abb. 41.

a) Bestimmung von ξ_0

$$\frac{a}{b}=\frac{c}{b}=\frac{1{,}8}{3{,}3}=\frac{6}{11}=0{,}5455.$$

$$\left(\frac{a}{b}\right)^2=\left(\frac{c}{b}\right)^2=0{,}2975.$$

$$\xi_{II0}=1-{}^3/_8\,[4\cdot0{,}2975+0{,}2975]+{}^1/_8\cdot0{,}5455\,[4\cdot0{,}2975+3\cdot0{,}2975]=0{,}5842\ \text{(s. Gl. 9)}.$$

$$\xi_{I0}=0{,}5+0{,}2727-0{,}2921=0{,}4806.$$

b) Bestimmung von $\xi_{\mathfrak{M}}$.

Wir wenden die Formeln 42 u. 45 an.

$$n=4\qquad\|\,\lambda=2{,}5\,\|$$

$$J_{II}=6\,000\,000\ \text{cm}^4.$$

$$J_I=2\,500\,000\ \text{cm}^4.$$

$$J_q=\quad 40\,000\ \text{cm}^4.$$

$$\varphi=\frac{J_{II}}{J_I}=\frac{60}{25}=2{,}4.$$

$$\psi=\frac{4}{4{,}4}\cdot\frac{3{,}3^3}{2{,}5^3}\cdot\frac{6\,000\,000}{40\,000}=313{,}632\ \text{(s. Gl. 38)}.$$

$$\beta=\frac{8\cdot3{,}3^3-3\cdot3{,}3\,(4\cdot1{,}8^2+1{,}8^2)+1{,}8\,(4\cdot1{,}8^2+3\cdot1{,}8^2)}{24\,E\,J_q}=\frac{167{,}94\ \text{m}^3}{24\,E\,J_q}\ \text{(s. Gl. 29)}.$$

$$\chi=\frac{167{,}94\ \text{m}^3}{24\,E\,J_q}\cdot\frac{12\,E\,J_{II}}{4{,}4\cdot2{,}5^3}=183{,}207\ \text{(s. Gl. 39a)}.$$

$$X_{II}\cdot1\,(3\cdot25-1^2)+2\,Y_1^{II}\cdot1\,(6\cdot1\cdot5-1^2-3\cdot1^2)+2\,Y_2^{II}\cdot1\,(6\cdot2\cdot5-1^2-3\cdot2^2)+2\,Y_3^{II}\cdot1\,(6\cdot3\cdot5-1^2-3\cdot3^2)+Y_1^{II}\cdot313{,}632=\frac{2{,}4}{4{,}4}\cdot1\,(3\cdot5^2-1^2).$$

$$X_{II}\cdot2\,(3\cdot25-2^2)+2\,Y_1^{II}\cdot1\,(6\cdot2\cdot5-1^2-3\cdot2^2)+2\,Y_2^{II}\cdot2\,(6\cdot2\cdot5-2^2-3\cdot2^2)+2\,Y_3^{II}\cdot2\,(6\cdot3\cdot5-2^2-3\cdot3^2)+Y_2^{II}\cdot313{,}632=\frac{2{,}4}{4{,}4}\cdot2\,(3\cdot25-2^2).$$

$$X_{II}\cdot3\,(3\cdot25-3^2)+2\,Y_1^{II}\cdot1\,(6\cdot3\cdot5-1^2-3\cdot3^2)+2\,Y_2^{II}\cdot2\,(6\cdot3\cdot5-2^2-3\cdot3^2)+2\,Y_3^{II}\cdot3\,(6\cdot3\cdot5-3^2-3\cdot3^2)+Y_3^{II}\cdot313{,}632=\frac{2{,}4}{4{,}4}\cdot3\,(3\cdot25-3^2).$$

$$X_{II}\,(2\cdot5^3+313{,}632)+2\,Y_1^{II}\cdot1\,(3\cdot25-1^2)+2\,Y_2^{II}\cdot2\,(3\cdot25-2^2)+2\,Y_3^{II}\cdot3\,(3\cdot25-3^2)=183{,}207+\frac{4{,}8}{4{,}4}\cdot5^3.$$

$$\begin{aligned}
X_{II}\cdot74+Y_1^{II}\cdot365{,}632+Y_2^{II}\cdot94+Y_3^{II}\cdot124&=40{,}3636\\
X_{II}\cdot142+Y_1^{II}\cdot94+Y_2^{II}\cdot489{,}632+Y_3^{II}\cdot236&=77{,}4545\\
X_{II}\cdot198+Y_1^{II}\cdot124+Y_2^{II}\cdot236+Y_3^{II}\cdot637{,}632&=108{,}000\\
X_{II}\cdot563{,}632+Y_1^{II}\cdot148+Y_2^{II}\cdot284+Y_3^{II}\cdot396&=319{,}571
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{a)}\quad X_{II}\cdot0{,}5968+Y_1^{II}\cdot2{,}9486+Y_2^{II}\cdot0{,}7581+Y_3^{II}&=0{,}3255\\
\text{b)}\quad X_{II}\cdot0{,}6017+Y_1^{II}\cdot0{,}3983+Y_2^{II}\cdot2{,}0747+Y_3^{II}&=0{,}3282\\
\text{c)}\quad X_{II}\cdot0{,}3105+Y_1^{II}\cdot0{,}1945+Y_2^{II}\cdot0{,}3701+Y_3^{II}&=0{,}1694\\
\text{d)}\quad X_{II}\cdot1{,}4233+Y_1^{II}\cdot0{,}3737+Y_2^{II}\cdot0{,}7172+Y_3^{II}&=0{,}8070
\end{aligned}$$

$$\begin{bmatrix} \text{a—c)}\ X_{II}\cdot 0{,}2863 + Y_1^{II}\cdot 2{,}7541 + Y_2^{II}\cdot 0{,}3880 = 0{,}1561 \\ \text{b—c)}\ X_{II}\cdot 0{,}2912 + Y_1^{II}\cdot 0{,}2038 + Y_2^{II}\cdot 1{,}7046 = 0{,}1588 \\ \text{d—c)}\ X_{II}\cdot 1{,}1128 + Y_1^{II}\cdot 0{,}1792 + Y_2^{II}\cdot 0{,}3471 = 0{,}6376 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \text{e)}\ X_{II}\cdot 0.7379 + Y_1^{II}\cdot 7{,}0982 + Y_2^{II} = 0{,}4023 \\ \text{f)}\ X_{II}\cdot 0{,}1708 + Y_1^{II}\cdot 0{,}1196 + Y_2^{II} = 0{,}0933 \\ \text{g)}\ X_{II}\cdot 3{,}2060 + Y_1^{II}\cdot 0{,}5163 + Y_2^{II} = 1{,}8369 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \text{e—f)}\ X_{II}\cdot 0{,}5671 + Y_1^{II}\cdot 6{,}9786 = 0{,}3090 \\ \text{g—f)}\ X_{II}\cdot 3{,}0352 + Y_1^{II}\cdot 0{,}3967 = 1{,}7436 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \text{h)}\ X_{II}\cdot 0{,}0813 + Y_1^{II} = 0{,}0443 \\ \text{i)}\ X_{II}\cdot 7{,}6509 + Y_1^{II} = 4{,}3953 \end{bmatrix}$$

$$\text{i—h)}\ X_{II}\cdot 7{,}5696 = 4.3510$$

$$X_{II} = \frac{4{,}3510}{7{,}5696} = 0{,}5748.$$

Die angenäherte Berechnung von X_{II} nach Abschnitt VI *c* ergibt, wenn die *Y*-Werte in der letzten der vier Bestimmungsgleichungen = 0 gesetzt werden:

$$X_{II} = \frac{319.571}{563{,}632} = 0{,}5670.$$

Die Abweichung vom genauen Wert ist 0,0078 = 1,35 vH des genauen Wertes, also unbedeutend.

Aus wissenschaftlichem Interesse sind nachfolgend auch die *Y*-Kräfte ermittelt, obwohl sie keine praktische Bedeutung haben.

$$Y_1^{II} = 4{,}3953 - X_{II}\cdot 7{,}6509 = -0{,}0024$$

$$Y_2^{II} = 1{,}8369 - X_{II}\cdot 3{,}206 - Y_1^{II}\cdot 0{,}5163 = -0{,}0071$$

$$Y_3^{II} = 0{,}807 - X_{II}\cdot 1{,}4233 - Y_1^{II}\cdot 0{,}3737 - Y_2^{II}\cdot 0{,}7172 = -0{,}0171.$$

Man erkennt sofort, daß die *Y*-Kräfte im Verhältnis zu *X* sehr klein sind, z. B. ist Y_3^{II} dem absoluten Werte nach $\mp 0{,}03\cdot X^{II}$. Die *Y*-Kräfte werden für Träger II negativ; dies bedeutet, daß bei Belastung der Brücke mit einer Kraft in Brückenmitte sich die Mittelstütze (Träger II) der unbelasteten Querträger 1, 2 und 3 relativ zur Verbindungslinie der Außenstützen (Träger I und III) senkt.

$$\xi_{II\,\mathfrak{M}} = 0{,}5748$$

$$\xi_{I\,\mathfrak{M}} = \frac{b+a}{2b} - \frac{1}{2} X_{II} = 0{,}5 + 0{,}2727 - 0{,}2874 = 0{,}4853.$$

Berechnung von J_{II} und J_I in Trägermitte.

Lastenzug *G*.

Träger II:

Unter Anwendung der Formel 4 folgt

$$M_{p5}^{II} = 2\cdot\frac{\xi_{II\,0} + 4\cdot\xi_{II\,\mathfrak{M}}}{5}\cdot 459 = (0{,}5842 + 4\cdot 0{,}5748)\,183{,}6 = 529{,}39 \text{ mt}$$

Ruhende Last für ein Gleis

$$g = 2{,}2 \text{ t/m}$$

$$M_{g5}^{II} = 2\cdot\frac{\xi_{II\,0} + 4\cdot\xi_{II\,\mathfrak{M}}}{5}\cdot\frac{2{,}2\cdot 20^2}{8} = 126{,}87 \text{ mt}$$

$$\max M_5^{II} = M_{g5}^{II} + \text{Stoßzahl}\cdot M_{p5}^{II} = 126{,}87 + 1{,}51\cdot 529{,}39 = 799{,}38 \text{ mt}$$

$$W_{erf}^{II} = \frac{79\,938 \text{ tcm}}{1{,}4 \text{ t/cm}^2} \approx 57\,100 \text{ cm}^3$$

$$J_{erf}^{II} = W_{II}\cdot 100 \approx 5\,710\,000 \text{ cm}^4$$

Träger I:

Das größte Moment tritt bei Belastung eines Gleises auf:

$$M_{p5}^{I} = \frac{\xi_{I0} + 4\,\xi_{I\,\mathfrak{M}}}{5}\cdot 459 = \frac{0{,}4806 + 4\cdot 0{,}4853}{5}\cdot 459 = 222{,}32 \text{ mt}.$$

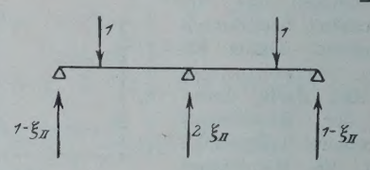


Abb. 42.

Bei Berechnung von M_g^I ist zu beachten, daß die ruhende Last auf beide Querträgerhälften wirkt. Die Einflußordinate für die Knotenlast des Randträgers ist daher = $1 - \xi_{II}$ (Abb. 42).

$$M_{g5}^{I} = \frac{1 - \xi_{II\,0} + 4\,(1 - \xi_{II\,\mathfrak{M}})}{5}\cdot\frac{2{,}2\cdot 20^2}{8} = \frac{5 - 0{,}5842 - 2{,}2992}{5}\cdot 2.2\cdot 50 = 46{,}57 \text{ mt}$$

$$\max M_5^{I} = 46{,}57 + 1.51\cdot 222{,}32 = 382{,}27 \text{ mt}$$

$$W_{5\,erf}^{I} = \frac{38\,227}{1{,}4} \approx 27\,360 \text{ cm}^3$$

$$J_{5\,erf}^{I} = 90\cdot 27\,360 \approx 2\,462\,000 \text{ cm}^4$$

$$\frac{J_{II}}{J_I} = \varphi = \frac{5\,710\,000}{2\,462\,000} = 2{,}32.$$

Wie man sieht, stimmt dieser Wert mit dem angenommenen Wert 2,4 ziemlich gut überein.

VIII. Zusammenfassung.

Die statischen Verhältnisse von Tragwerken mit drei Hauptträgern werden eingehend untersucht. Hierbei wird folgendes festgestellt:

1. Fast immer wird der Mittelträger stärker beansprucht, als man bisher bei der üblichen Berechnungsart angenommen hat.

2. Zur genaueren Berechnung solcher Systeme werden für symmetrische Brücken allgemeine Gleichungen für die Verteilung der Knotenlasten auf die drei Träger entwickelt. (Siehe die Gl. 24 u. 26, bezw. 26a, 27 u. 28, bezw. 28a, 37 u. 39, 40 u. 41, 42 u. 45.) Wenn auch deren Ableitung anscheinend etwas verwickelt ist, so ist ihre Anwendung nicht besonders schwierig, wie an zwei Zahlenbeispielen (einer Fachwerk- und einer Blechträgerbrücke) gezeigt wird.

3. Für kleinere Brücken (namentlich Blechträger) werden vereinfachende Annahmen gemacht, die zu erheblich einfacheren Formeln führen. Siehe die Gl. 46, 47 u. 50. Die Auflösung von mehreren Gleichungen mit ebenso vielen Unbekannten wird dadurch erspart.

4. Beim Neuentwerfen derartiger Brückensysteme empfiehlt es sich, die Gleisachse nicht genau in die Mitte zwischen Rand- und Mittelträger zu legen, sondern etwas vom Mittelträger abzurücken. Dadurch wird eine Vermehrung der Belastung der Randträger zugunsten des Mittelträgers erreicht.

5. Es ist im allgemeinen nicht zweckmäßig, den Mittelträger wesentlich höher anzunehmen als die Randträger. Je steifer der Mittelträger ausgebildet wird, desto mehr Belastung muß er übernehmen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der durchlaufende Träger.

Eine neue analytische Darstellung der Einflußlinien für die Biegungsmomente, Querkräfte, Durchbiegungen und Verdrehungen bei durchlaufenden Trägern.

Von Ing. **Artur Julius Fahnauer**, weiland Leiter der Eisenbetonarbeiten am Neubau der Königl. Sommerresidenz in Dedinje bei Belgrad.[1])

Bei dem nachfolgend erörterten Berechnungsverfahren sind nicht die Stützenmomente, sondern die sinnlich wahrnehmbaren, meßbaren Verdrehungen der Querschnitte über den Stützen als statisch unbekannte Größen eingeführt. Daß diese von Gehler[2]) stammende Annahme eine glückliche zu nennen ist, beweist die Einfachheit der Formeln, zu denen man durch sie gelangt. Selbst die sonst so umständliche Ermittlung der Durchbiegung an beliebiger Stelle und bei verwickelter Belastung des durchlaufenden Trägers über mehrere Öffnungen mit ungleichen Stützweiten reduziert sich hier auf die Auswertung einer sehr einfach gebauten Formel.

Der bewegende Gedanke dieser Abhandlung besteht in der Darstellung der Biegungsmomente, Querkräfte, Durchbiegungen und Verdrehungen (alle diese statischen Größen beziehbar auf jeden Punkt des Tragwerks) als analytische Funktionen zweier Argumente, und zwar

1. gewisser Koeffizienten γ und
2. der Hilfsmomente m, die sich auf die vollkommen eingespannt gedachten Öffnungen beziehen.

Erstere kennzeichnen die Formgebung, letztere die Belastung des Tragwerks.

I. Ableitung der Grundgleichungen.

Wir betrachten einen zunächst gewichtlosen, irgendwie eben gekrümmten Stab $(K-1)$, K mit einem Trägheitsmoment J_k, welches umgekehrt proportional dem Kosinus des Tangentenwinkels ω (Abb. 1) ist. $J_k \cos\omega = \text{konst.}$ An den beiden Stabenden wirken die Biegungsmomente $M_{k-1,k}$ und $M_{k,k-1}$. Sie seien positiv bezeichnet, wenn ihre Kräftepaare eine rechts drehende Bewegung verursachen. Die

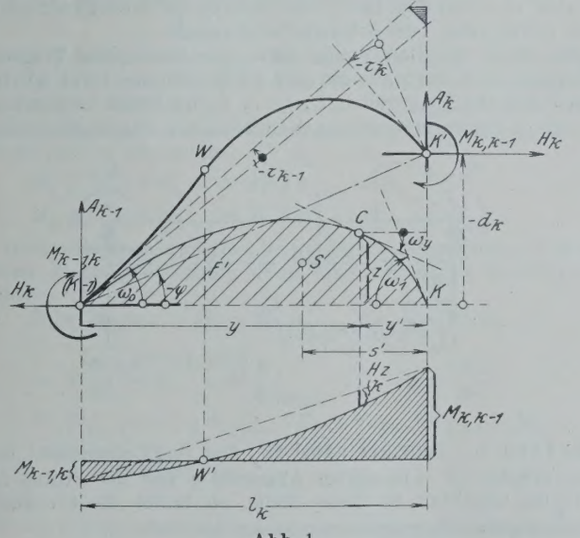


Abb. 1.

Bogenkraft H_k werde als Zugkraft positiv bezeichnet. Bezüglich der bei der Formänderung des Stabes entstehenden Enddrehwinkel τ_A und τ_B sowie des bei der lotrechten Verschiebung d_k der Endpunkte entstehenden Drehwinkels φ der Bogensehne sei wieder eine rechtsdrehende Bewegung als positiv festgelegt.

Man kann die beiden Biegungsmomente $M_{k-1,k}$ und $M_{k,k-1}$, die man die Einspannmomente des Stabes nennt, als Funktionen der Belastung, der Wärmeänderung, dann der lotrechten und wagerechten Verschiebung und der Verdrehung der beiden Endquerschnitte im Punkte $(K-1)$ und K darstellen. Es ist nämlich nach O. Mohr (Abb. 1) die lotrechte Verschiebung

$$(1)\quad \begin{cases} -(d_k - \tau_{k-1}\cdot l_k \sec\omega_0 \cos\omega_0) \\ \qquad = \dfrac{l_k^2}{6\,E J_{k_s}}(2\,M_{k-1,k} + M_{k,k-1}) + H_k \cdot \dfrac{F'}{E J_{k_s}} \cdot s', \end{cases}$$

wobei $J_{k_s} = J_k \cos\omega = \text{konst.}$,

F' die von der Stabachse und Stabsehne eingeschlossene Fläche,

s' den Abstand des Schwerpunktes der Fläche F' vom Endpunkte K

bedeutet.

Wirken noch beliebige Schwerkräfte auf den Stab und ist F'' der Inhalt der Momentenfläche des einfachen Balkens für diese Belastung und s'' der Abstand des Schwerpunktes dieser Fläche F'' vom Endpunkte K, so lautet Gl. 1 allgemeiner:

$$(2)\quad \begin{cases} \tau_{k-1}\, l_k - d_k = \dfrac{l_k^2}{6\,E J_{k_s}}(2\,M_{k-1,k} + M_{k,k-1}) \\ \qquad + \dfrac{F''}{E J_{k_s}} \cdot s'' + H_k \dfrac{F'}{E J_{k_s}} \cdot s'. \end{cases}$$

Berücksichtigt man ferner, daß die Änderung der Neigung der Tangente an die elastische Linie des Bogens vom Ende K gegen den Anfang $(K-1)$ des Stabes gleich ist $-\tau_k - (-\tau_{k-1}) = \tau_{k-1} - \tau_k$ und nach Mohr durch den Inhalt aller drei Momtenflächen ausgedrückt werden kann, so findet man die Gleichung:

$$(3)\quad \begin{cases} \tau_{k-1} - \tau_k = \dfrac{l_k}{2\,E J_{k_s}}(M_{k-1,k} + M_{k,k-1}) \\ \qquad + \dfrac{F''}{E J_{k_s}} + \dfrac{F'}{E J_{k_s}} \cdot H_k \cdot \end{cases}$$

Durch Vereinigung der beiden Gl. 2 u. 3 und mit Einführung der Bezeichnungen:

$$(4)\quad \begin{cases} W_k = \dfrac{J_{k_s}}{l_k}, \quad \Phi_k = E\,\dfrac{d_k}{l_k}; \\ \qquad \Theta_{k-1} = E\,\tau_{k-1} \text{ und } \Theta_k = E\,\tau_k, \end{cases}$$

wobei

E das Elastizitätsmaß des Baustoffes,

Φ_k den mit E vervielfachten Drehwinkel der Stabsehne,

Θ_{k-1} und Θ_k die mit E vervielfachten Drehwinkel der beiden Endquerschnitte

bedeuten, entsteht die Gleichung für das Einspannmoment im Punkte $(K-1)$:

$$(5)\quad \begin{cases} M_{k-1,k} = 2\,W_k(2\,\Theta_{k-1} + \Theta_k - 3\,\Phi_k) \\ \qquad - \dfrac{2\,F''}{l_k^2}(3\,s'' - l_k) - H_k \cdot \dfrac{2\,F'}{l_k^2}(3\,s' - l_k) \end{cases}$$

und durch Vertauschung der Zeiger $(k-1)$ und k, dann der Wert s' bezw. s'' mit $(l_k - s')$ bezw. $(l_k - s'')$ sowie mit Rücksicht auf die Verschiedenheit des Biegungssinnes bei Annahme positiver Einspannmomente entsteht die analoge Gleichung für das Einspannmoment im Punkte K:

$$(6)\quad \begin{cases} M_{k,k-1} = 2\,W_k(\Theta_{k-1} + 2\,\Theta_k - 3\,\Phi_k) \\ \qquad + \dfrac{2\,F''}{l_k^2}(2\,l_k - 3\,s'') + H_k \cdot \dfrac{2\,F'}{l_k^2}(2\,l_k - 3\,s'). \end{cases}$$

---

[1]) Der jüngst verstorbene Verfasser hat die Korrektur seines Aufsatzes nicht mehr lesen können. Die Schriftleitung.

[2]) Dr.-Ing. W. Gehler, Der Rahmen, 3. Auflage. Berlin 1925. Wilhelm Ernst & Sohn.

Ist die Stabachse eine Gerade, so ist $F' = \Theta$ und Gl. 5 u. 6 reduzieren sich auf:

$$M_{k-1,k} = 2W_k(2\Theta_{k-1} + \Theta_k - 3\Phi_k) - \frac{2F''}{l_k^2}(3s'' - l_k)$$

$$M_{k,k-1} = 2W_k(\Theta_{k-1} + 2\Theta_k - 3\Phi_k) + \frac{2F''}{l_k^2}(2l_k - 3s'').$$

Ist der gerade Stab vollkommen eingespannt und ist eine lotrechte Bewegung der Auflagerpunkte $(K-1)$ und K infolge der Belastung ausgeschlossen, so wird

$$\Theta_{k-1} = \Theta_k = 0 \text{ und } \Phi_k = 0$$

und

$$(7)\quad \begin{cases} m_{k-1,k} = -\dfrac{2F''}{l_k^2}(3s'' - l_k) \\ m_{k,k-1} = +\dfrac{2F''}{l_k^2}(2l_k - 3s'') \end{cases}$$

sind die Momente bei Belastung des beiderseits vollkommen eingespannten geraden Stabes.

Ist der gerade Stab im Punkte $(K-1)$ teilweise eingespannt, hingegen im Punkte K frei drehbar gelagert, so bestehen gleichzeitig die beiden Gleichungen:

$$\begin{cases} M_{k-1,k} = 4W_k\Theta_{k-1} + 2W\Theta_k - 6W_k\Phi_k - \dfrac{2F''}{l_k^2}(3s'' - l_k) \\ 0 = W_k\Theta_{k-1} + 2W\Theta_k - 3W_k\Phi_k + \dfrac{F''}{l_k^2}(2l_k - 3s''). \end{cases}$$

Durch Subtraktion dieser beiden Gleichungen erhält man

$$M_{k-1,k} = 3W_k\Theta_{k-1} - 3W_k\Phi_k - \frac{3F''s''}{l_k^2}.$$

Ähnlich erhält man für das Einspannmoment eines im Punkte K teilweise eingespannten, im Punkte $(K-1)$ frei drehbar gelagerten Trägers:

$$M_{k,k-1} = 3W_k\Theta_k - 3W_k\Phi_k + \frac{3F''}{l_k^2}(l_k - s'').$$

Bei vollkommener Einspannung des geraden Stabes im Punkte $(K-1)$ oder K und bei Ausschluß lotrechter Auflagerbewegungen wird

$$\Theta_{k-1} = 0 \text{ oder } \Theta_k = 0 \text{ und } \Phi_k = 0$$

und

$$(8)\quad \begin{cases} m'_{k-1,k} = -\dfrac{3F''s''}{l_k^2} \\ m'_{k,k-1} = +\dfrac{3F''}{l_k^2}(l_k - s'') \end{cases}$$

sind die Momente bei Belastung des nur einseitig vollkommen eingespannten geraden Stabes.

Für eine über den Träger $(K-1)$, K sich bewegende Last 1 im Abstande x vom Punkte $(K-1)$ und x' vom Punkte K ist

$$F'' = \frac{1}{2}\cdot xx' \text{ und } s'' = \frac{1}{3}(2l_k - x),$$

und die Gl. 7 nehmen mit der Bezeichnung

$$\zeta = \frac{x}{l_k} \text{ und } \zeta' = 1 - \zeta$$

die Gestalt an

$$(9)\quad \begin{cases} m_{k-1,k} = -\zeta\zeta'^2 l_k = \psi_r l_k \\ m_{k,k-1} = +\zeta^2\zeta' l_k = \psi_l l_k, \end{cases}$$

während die Gl. 8 lauten

$$(10)\quad \begin{cases} m'_{k-1,k} = -\dfrac{1}{2}\cdot\zeta\zeta'(1+\zeta')l_k = \psi_r' l_k \\ m'_{k,k-1} = +\dfrac{1}{2}\cdot\zeta\zeta'(1+\zeta)l_k = \psi_l' l_k. \end{cases}$$

Bei Berücksichtigung partieller gleichförmiger Lasten p innerhalb der Laststrecke $(x_1\ x_2)$ führt man in die Gl. 9 u. 10 die Differentiallast $p\,dx = p\,l\,d\zeta$ ein und integriert im Intervall (ζ_1, ζ_2). Man findet so:

$$(11)\quad \begin{cases} m_{k-1,k} = -\left\{\zeta^2[6 - \zeta(8 - 3\zeta)]\right\}_{\zeta_1}^{\zeta_2}\cdot\dfrac{p\,l_k^2}{12} = w_r\cdot\dfrac{p\,l_k^2}{12} \\ m_{k,k-1} = +\left\{\zeta^3(4 - 3\zeta)\right\}_{\zeta_1}^{\zeta_2}\cdot\dfrac{p\,l_k^2}{12} = w_l\cdot\dfrac{p\,l_k^2}{12}. \end{cases}$$

Insbesondere ist für eine gleichförmige, über den ganzen Träger sich erstreckende Last p

$w_r = -w_l = -1$ und deshalb $m_{k-1,k} = -m_{k,k-1} = -\dfrac{p\,l_k^2}{12}$.

Ferner findet man

$$(12\quad \begin{cases} m'_{k-1,k} = -\left\{\zeta^2[4(1-\zeta) + \zeta^2]\right\}_{\zeta_1}^{\zeta_2}\cdot\dfrac{p\,l_k^2}{8} = w_r'\cdot\dfrac{p\,l_k^2}{8} \\ m'_{k,k-1} = +\left\{\zeta^2(2 - \zeta^2)\right\}_{\zeta_1}^{\zeta_2}\cdot\dfrac{p\,l_k^2}{8} = w_l'\cdot\dfrac{p\,l_k^2}{8}. \end{cases}$$

Für eine gleichförmige, über den ganzen Träger sich erstreckende Last p ist in diesem Falle $w_r' = w_l' = -1$ und deshalb

$$m'_{k-1,k} = -m_{k,k-1} = -\frac{p\,l_k^2}{8}.$$

Tabelle der Funktionen ψ.

$\zeta = \frac{x}{l_k}$	ψ_r	ψ_l	ψ_r'	ψ_l'
0,05	— 0,045 13	+ 0,002 375	— 0,046 31	+ 0,024
0,10	— 0,081	+ 0,009	— 0,085 5	+ 0,049 5
0,15	— 0,108 38	+ 0,019 125	— 0,117 94	+ 0,073 32
0,20	— 0,128	+ 0,032	— 0,144	+ 0,096
0,25	— 0,140 63	+ 0,046 875	— 0,164 06	+ 0,117 19
0,30	— 0,147	+ 0,063	— 0,178 5	+ 0,136 5
0,35	— 0,147 88	+ 0,079 625	— 0,187 69	+ 0,153 56
0,40	— 0,144	+ 0,096	— 0,192	+ 0,168
0,45	— 0,136 13	+ 0,111 375	— 0,191 81	+ 0,179 44
0,50	— 0,125	+ 0,125	— 0,187 5	+ 0,187 5
0,55	— 0,111 375	+ 0,136 13	— 0,179 44	+ 0,191 81
0,60	— 0,096	+ 0,144	— 0,168	+ 0,192
0,65	— 0,079 625	+ 0,147 88	— 0,153 56	+ 0,187 69
0,70	— 0,063	+ 0,147	— 0,136 5	+ 0,178 5
0,75	— 0,046 875	+ 0,140 63	— 0,117 19	+ 0,164 06
0,80	— 0,032	+ 0,128	— 0,096	+ 0,144
0,85	— 0,019 125	+ 0,108 38	— 0,073 32	+ 0,117 94
0,90	— 0,009	+ 0,081	— 0,049 5	+ 0,085 5
0,95	— 0,002 375	+ 0,045 13	— 0,024 94	+ 0,046 31

II. Darstellung der Stützendrehwinkel $\Theta_1, \Theta_2 \ldots \Theta_{n-1}$ als Funktionen der Belastung.

Ein durchlaufender Träger (Abb. 2) auf $(n+1)$ Stützen besitzt bekanntlich n Öffnungen mit den Längen $l_1, l_2 \ldots l_n$. Zur Vermeidung wagerechter Verschiebungen bei Angriff schräg gerichteter Kräfte

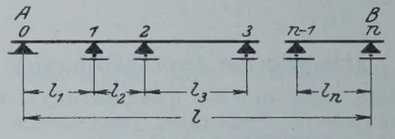


Abb. 2.

muß eine Stütze ein festes Auflager haben, alle anderen Stützen können als Rollenlager ausgebildet sein. An den Trägerenden o und n ist der durchlaufende Träger entweder frei drehbar gelagert, oder aber er ist an dem einen oder anderen Ende oder auch an beiden Enden vollkommen oder teilweise eingespannt.

Man kann die Berechnung eines durchlaufenden Trägers über n Öffnungen stets zurückführen auf die Berechnung von n einfachen Trägern mit den Stützweiten $l_1, l_2 \ldots l_n$, an denen beiderseits eines jeden der n Träger vorläufig noch unbekannte Biegungsmomente an-

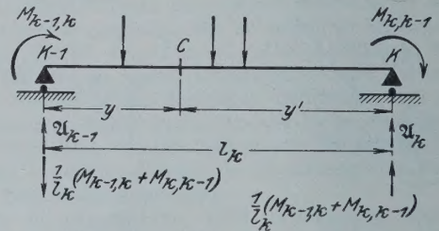


Abb. 3.

greifen (Abb. 3). Bedeutet dabei $\mathfrak{M}_y$ das Biegungsmoment des einfachen Trägers $(K-1)$, K im Abstande y von der Stütze $(K-1)$ und $\mathfrak{Q}_y$ die Querkraft an dieser Stelle, so lautet die Gleichung zur Bestimmung des Biegungsmomentes an der Stelle y:

$$M_y = \mathfrak{M}_y + M_{k-1,k} - \frac{1}{l_k}(M_{k-1,k} + M_{k,k-1})\,y$$

oder mit den Bezeichnungen

$$(13)\quad \chi = \frac{y}{l_k} \text{ und } \chi' = 1 - \chi$$

$$(14)\quad M_y = \chi' M_{k-1,k} - \chi M_{k,k-1} + \mathfrak{M}_y$$

und die Querkraft daselbst

$$(15)\quad Q_y = \mathfrak{Q}_y - \frac{1}{l_k}(M_{k-1,k} + M_{k,k-1}).$$

Kennt man demnach die Momente $M_{k-1,k}$ und $M_{k,k-1}$ an den Stützpunkten aller n einfachen Träger, die sog. Stützenmomente

des durchlaufenden Trägers, so wird mit Hilfe der Gl. 14 u. 15 der gesamte Verlauf der Biegungsmomente und Querkräfte bekannt.

Wenn man vorläufig von lotrechten Stützensenkungen absieht, so lauten nach den Ausführungen des I. Abschnitts die Gleichungen für die Stützenmomente der k^{ten} Öffnung infolge $\Phi_k = 0$:

(16) $$M_{k-1,k} = 2W_k(2\Theta_{k-1} + \Theta_k) + m_{k-1,k}$$

(17) $$M_{k,k-1} = 2W_k(\Theta_{k-1} + 2\Theta_k) + m_{k,k-1}.$$

Besonders erwähnt seien noch die Endöffnungen.

Es werden hier zwei Fälle unterschieden:

1. die Endöffnung ist einerseits frei drehbar gelagert
und 2. „ „ „ „ vollkommen eingespannt.

Endöffnung frei drehbar gelagert.

Das Stützenmoment für die 1. Öffnung $k = 1$ lautet:

(18) $$M_{1,0} = 3W_1\Theta_1 + m'_{1,0},$$

für die k^{te} Öffnung $k = n$:

(19) $$M_{n-1,n} = 3W_n\Theta_{n-1} + m'_{n-1,n}.$$

Endöffnung vollkommen eingespannt.

Für $k = 1$ ist das Biegungsmoment

(20) an der Stütze 0: $M_{0,1} = 2W_1\Theta_1 + m_{0,1}$

(21) „ „ „ 1: $M_{1,0} = 4W_1\Theta_1 + m_{1,0}$.

Für $k = n$ ist das Biegungsmoment

(22) an der Stütze $(n-1)$: $M_{n-1,n} = 4W_n\Theta_{n-1} + m_{n-1,n}$

(23) „ „ „ n: $M_{n,n-1} = 2W_n\Theta_{n-1} + m_{n,n-1}$.

Aus allen diesen Gl. 16 bis 23, die zur Bestimmung der Stützenmomente dienen, erkennt man, daß diese von den Drehwinkeln Θ_1, $\Theta_2 \dots \Theta_{n-1}$, die proportional den Verdrehungen der Stützenquerschnitte sind, sowie von den bereits bekannten Hilfsmomenten m, die sich auf die vollkommen eingespannten Trägerteile $0-1$, $1-2$, $\dots$ $(n-1)-n$ beziehen, abhängig sind.

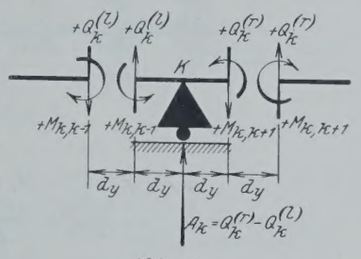


Abb. 4.

Denkt man sich die k^{te} Stütze aus dem Tragwerk herausgeschnitten, und bringt man an den beiden unendlich nahe dieser Stütze K gelegenen Schnittflächen das daselbst wirkende Kräftespiel an (Abb. 4), also an die linke Schnittfläche die Querkraft $Q_k^{(l)}$ und das Biegungsmoment $M_{k,k-1}$, an die rechte Schnittfläche die Querkraft $Q_k^{(r)}$ und das Biegungsmoment $M_{k,k+1}$, so erfordert das Gleichgewicht gegen Drehung der herausgeschnitten gedachten Stütze, daß

(24) $$M_{k,k-1} + M_{k,k+1} = 0$$

sein muß. Da eine derartige Gleichung, die man die Summengleichung der an der Stütze K wirkenden Stützenmomente nennt, für alle Mittelstützen 1, $2 \dots (n-1)$ angeschrieben werden kann, so bestehen $(n-1)$ Gleichungen zur Bestimmung der unbekannten $(n-1)$ Drehwinkel Θ_1, $\Theta_2 \dots \Theta_{n-1}$. Da

$$M_{k,k-1} = 4W_k\Theta_k + 2W_k\Theta_{k-1} + m_{k,k-1}$$
$$M_{k,k+1} = 4W_{k+1}\Theta_k + 2W_{k+1}\Theta_{k+1} + m_{k,k+1}$$

ist, so lautet die Summengleichung 24 für die an der k^{ten} Stütze wirkenden Biegungsmomente, wenn man vorher die Bezeichnungen einführt

(25) $$D_1 = W_1\Theta_1, \quad D_2 = W_1\Theta_2 \dots D_{n-1} = W_1\Theta_{n-1}$$

und

(26) $$\nu_1 = \frac{W_1}{W_1} = 1, \quad \nu_2 = \frac{W_2}{W_1} \quad \dots \quad \nu_n = \frac{W_n}{W_1}$$

(27) $$2\nu_k D_{k-1} + 4(\nu_k + \nu_{k+1}) D_k + 2\nu_{k+1} D_{k+1} = M_k,$$

wobei

(28) $$M_k = -(m_{k,k-1} + m_{k,k+1})$$

bedeutet.

Für die Endfelder erhält man als Summengleichungen:

Endfeld frei drehbar gelagert.

für $k = 1$:

(29) $$\begin{cases} (3 + 4\nu_2) D_1 + 2\nu_2 D_2 = M_1 \\ M_1 = -(m'_{1,0} + m_{1,2}) \end{cases}$$

für $k = (n-1)$:

(30) $$\begin{cases} (4\nu_{n-1} + 3\nu_n) D_{n-1} + 2\nu_{n-1} D_{n-2} = M_{n-1} \\ M_{n-1} = -(m_{n-1,n-2} + m'_{n-1,n}) \end{cases}$$

Endfeld vollkommen eingespannt.

für $k = 1$:

(31) $$\begin{cases} 4(1 + \nu_2) D_1 + 2\nu_2 D_2 = M_1 \\ M_1 = -(m_{1,0} + m_{1,2}) \end{cases}$$

für $k = n$:

(32) $$\begin{cases} 4(\nu_{n-1} + \nu_n) D_{n-1} + 2\nu_{n-1} D_{n-2} = M_{n-1} \\ M_{n-1} = -(m_{n-1,n-2} + m_{n-1,n}). \end{cases}$$

Substituiert man

(33a) $$\begin{cases} \varrho_1 = 4(1 + \nu_2) \\ \varrho_1' = 3 + 4\nu_2 \\ \varrho_3 = 4(\nu_2 + \nu_3) \\ \varrho_5 = 4(\nu_3 + \nu_4) \\ \dots\dots\dots\dots \\ \varrho_{2n-3} = 4(\nu_{n-1} + \nu_n) \\ \varrho'_{2n-3} = 4\nu_{n-1} + 3\nu_n \end{cases} \qquad \begin{cases} \varrho_2 = 2\nu_2 \\ \varrho_4 = 2\nu_3 \\ \varrho_6 = 2\nu_4 \\ \varrho_8 = 2\nu_5 \\ \dots\dots \\ \varrho_{2n-4} = 2\nu_{n-1}, \end{cases}$$

wobei ϱ_1 und ϱ_{2n-3} sich auf eine vollkommene Einspannung der Endöffnungen, hingegen ϱ'_1 und ϱ'_{2n-3} sich auf eine frei drehbare Lagerung der Endöffnungen beziehen.

Es besteht somit zur Bestimmung der $(n-1)$ unbekannten Drehmaße der Stützen das Gleichungssystem

(33) $$\begin{cases} \varrho_1 D_1 + \varrho_2 D_2 = M_1 \\ \varrho_2 D_1 + \varrho_3 D_2 + \varrho_4 D_3 = M_2 \\ \dots\dots\dots\dots\dots\dots \\ \varrho_{2k-2} D_{k-1} + \varrho_{2k-1} D_k + \varrho_{2k} D_{k+1} = M_k \\ \dots\dots\dots\dots\dots\dots \\ \varrho_{2n-4} D_{n-2} + \varrho_{2n-3} D_{n-1} = M_{n-1}. \end{cases}$$

Aus diesem Gleichungssystem können alle unbekannten Drehmaße als Funktionen der von der Belastung abhängigen Hilfsmomente M_1, $M_2 \dots M_{n-1}$ derart dargestellt werden, daß für das k^{te} Drehmaß die Entwicklungsgleichung

(34) $$D_k = \gamma_k^{(1)} M_1 + \gamma_k^{(2)} M_2 + \dots + \gamma_k^{(n-1)} M_{n-1}$$

gilt, wobei die Koeffizienten $\gamma_k^{(1)}$, $\gamma_k^{(2)} \dots \gamma_k^{(n-1)}$ Funktionen von ϱ_1, $\varrho_2 \dots \varrho_{2n-3}$, also von der Belastung unabhängig und nur von der Formung des Tragwerks abhängig sind.

Es mögen nun für einige praktisch oft vorkommende Fälle die Koeffizienten γ allgemein berechnet werden.

A. Der durchlaufende Träger auf drei Stützen (Abb. 5).

Unbekannt ist hier nur das Drehmaß D_1. Es entfallen somit in der Gleichungsgruppe 33: D_2, $D_3 \dots D_{n-1}$, und man erhält die Gleichung

$$\varrho_1 D_1 = M_1 \quad \text{oder} \quad D_1 = \frac{1}{\varrho_1} M_1; \quad \text{es ist also} \quad \gamma_1^{(1)} = \frac{1}{\varrho_1}.$$

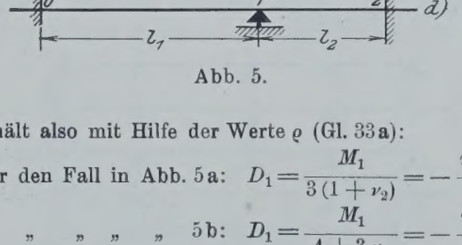


Abb. 5.

Man erhält also mit Hilfe der Werte ϱ (Gl. 33a):

(34) $$\begin{cases} \text{für den Fall in Abb. 5a:} & D_1 = \dfrac{M_1}{3(1+\nu_2)} = -\dfrac{m'_{1,0} + m'_{1,2}}{3(1+\nu_2)} \\ \text{„ „ „ „ „ 5b:} & D_1 = \dfrac{M_1}{4+3\nu_2} = -\dfrac{m_{1,0} + m'_{1,2}}{4+3\nu_2} \\ \text{„ „ „ „ „ 5c:} & D_1 = \dfrac{M_1}{3+4\nu_2} = -\dfrac{m'_{1,0} + m_{1,2}}{3+4\nu_2} \\ \text{„ „ „ „ „ 5d:} & D_1 = \dfrac{M_1}{4(1+\nu_2)} = -\dfrac{m_{1,0} + m_{1,2}}{4(1+\nu_2)} \end{cases}$$

Tabelle für die Stützenmomente.

	Fall in Abb. 5a	Fall in Abb. 5b	Fall in Abb. 5c	Fall in Abb. 5d
$M_{0,1}$	—	$2D_1 + m_{0,1}$	—	$2D_1 + m_{0,1}$
$M_{1,0}$	$3D_1 + m'_{1,0}$	$4D_1 + m_{1,0}$	$3D_1 + m'_{1,0}$	$4D_1 + m_{1,0}$
$M_{2,1}$	—	—	$2\nu_2 D_1 + m_{2,1}$	$2\nu_2 D_1 + m_{2,1}$

Setzt man für D_1 die Werte aus Gl. 34 ein, so erscheinen die Stützenmomente nur mehr als Funktionen der Hilfsmomente m oder als Funktionen der Werte ψ (vgl. Gl. 9 u. 10). Durch Variation von ψ

können die Einflußlinien aller Stützenmomente schnell gezeichnet werden. So ist beispielsweise für den Fall der Abb. 5a:

$$M_{1,0} = -\frac{m'_{1,0} + m'_{1,2}}{1+\nu_2} + m'_{1,0}\,; \tag{35}$$

für den Zweig der Einflußlinie in der 1. Öffnung ist $m'_{1,2} = 0$, daher

$$M_{1,0} = -\frac{m'_{1,0}}{1+\nu_2} + m'_{1,0} = \frac{\nu_2 l_1}{1+\nu_2}\cdot \psi_l';$$

erteilt man ψ_l' der Reihe nach die in der Tabelle der Funktionen ψ angegebenen Werte, so erhält man die Einflußordinaten für die 1. Öffnung.

B. Der durchlaufende Träger auf vier Stützen (Abb. 6).

Unbekannt sind hier die Drehmaße D_1 und D_2. Es entfallen somit in der Gleichungsgruppe 33 die Drehmaße D_3, D_4 ... D_{n-1}, und man erhält das Gleichungssystem:

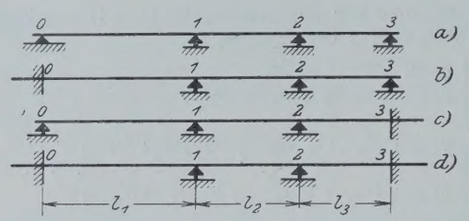


Abb. 6.

$$\begin{cases} \varrho_1 D_1 + \varrho_2 D_2 = M_1 \\ \varrho_2 D_1 + \varrho_3 D_2 = M_2 \end{cases}$$

Für $n=3$ ist nach der Gleichungsgruppe 33a:

$\varrho_{2n-3} = \varrho_3 = 4(\nu_2+\nu_3)$ $\quad \varrho_2 = 2\nu_2$ $\quad \varrho_1 = 4(1+\nu_2)$

$\varrho'_{2n-3} = \varrho_3' = 4\nu_2 + 3\nu_3$ $\quad \varrho_1' = 3 + 4\nu_2$

und mit der Substitution $N = \varrho_1\varrho_3 - \varrho_2^2$ ist:

$$\gamma_1^{(1)} = \frac{\varrho_3}{N};\quad \gamma_1^{(2)} = \gamma_2^{(1)} = -\frac{\varrho_2}{N};\quad \gamma_2^{(2)} = \frac{\varrho_1}{N}.$$

Die Drehmaße sind:

$$D_1 = \gamma_1^{(1)} M_1 + \gamma_1^{(2)} M_2 \quad \text{und} \quad D_2 = \gamma_2^{(1)} M_1 + \gamma_2^{(2)} M_2.$$

Tabelle für die Stützenmomente.

	Fall in Abb. 6a	Fall in Abb. 6b	Fall in Abb. 6c	Fall in Abb. 6d
$M_{0,1} =$	—	$2D_1 + m_{0,1}$	—	$2D_1 + m_{0,1}$
$M_{1,0} =$	$3D_1 + m'_{1,0}$	$4D_1 + m_{1,0}$	$3D_1 + m'_{1,0}$	$4D_1 + m_{1,0}$
$M_{2,3} =$	$3\nu_3 D_2 + m'_{2,3}$	$3\nu_3 D_2 + m'_{2,3}$	$4\nu_3 D_2 + m_{2,3}$	$4\nu_3 D_2 + m_{2,3}$
$M_{3,2} =$	—	—	$2\nu_3 D_2 + m_{3,2}$	$2\nu_3 D_2 + m_{3,2}$

C. Der durchlaufende Träger auf fünf Stützen (Abb. 7).

Unbekannt sind hier die Drehmaße D_1, D_2 und D_3. Es entfallen somit in der Gleichungsgruppe 33: D_4, D_5 ... D_{n-1}, und man erhält das Gleichungssystem:

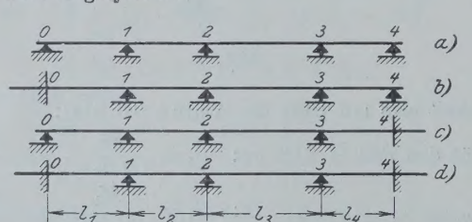


Abb. 7.

$$\begin{cases} \varrho_1 D_1 + \varrho_2 D_2 = M_1 \\ \varrho_2 D_1 + \varrho_3 D_2 + \varrho_4 D_3 = M_2 \\ \varrho_4 D_2 + \varrho_5 D_3 = M_3. \end{cases}$$

Für $n=4$ ist nach Gl. 33a:

$\varrho_{2n-3} = \varrho_5 = 4(\nu_3+\nu_4)$ $\quad \varrho_4 = 2\nu_3$ $\quad \varrho_2 = 2\nu_2$ $\quad \varrho_1 = 4(1+\nu_2)$

$\varrho'_{2n-3} = \varrho_5' = 4\nu_3 + 3\nu_4$ $\quad \varrho_1' = 3 + 4\nu_2$

Für Abb. 7a gilt: ϱ_1' und ϱ_5'; für Abb. 7c gilt: ϱ_1' und ϱ_5,

„ „ 7b „ ϱ_1 „ ϱ_5'; „ „ 7d „ ϱ_1 „ ϱ_5.

Mit der Substitution: $N = \varrho_1(\varrho_3\varrho_5 + \varrho_4^2) - \varrho_2^2\varrho_5$ ist

$$\gamma_1^{(1)} = \frac{\varrho_3\varrho_5 - \varrho_4^2}{N} \qquad \gamma_1^{(2)} = \gamma_2^{(1)} = -\frac{\varrho_2\varrho_5}{N} \qquad \gamma_1^{(3)} = \gamma_3^{(1)} = \frac{\varrho_2\varrho_4}{N}$$

$$\gamma_2^{(2)} = \frac{\varrho_1\varrho_5}{N} \qquad \gamma_2^{(3)} = \gamma_3^{(2)} = -\frac{\varrho_1\varrho_4}{N} \qquad \gamma_3^{(3)} = \frac{\varrho_1\varrho_3 - \varrho_2^2}{N}.$$

Die Drehmaße sind:

$$D_1 = \gamma_1^{(1)} M_1 + \gamma_1^{(2)} M_2 + \gamma_1^{(3)} M_3; \qquad D_2 = \gamma_2^{(1)} M_1 + \gamma_2^{(2)} M_2 + \gamma_2^{(3)} M_3;$$

$$D_3 = \gamma_3^{(1)} M_1 + \gamma_3^{(2)} M_2 + \gamma_3^{(3)} M_3.$$

Tabelle für die Stützenmomente.

	Fall in Abb. 7a	Fall in Abb. 7b	Fall in Abb. 7c	Fall in Abb. 7d
$M_{0,1} =$	—	$2D_1 + m_{0,1}$	—	$2D_1 + m_{0,1}$
$M_{1,0} =$	$3D_1 + m_{1,0}$	$4D_1 + m_{1,0}$	$3D_1 + m'_{1,0}$	$4D_1 + m_{1,0}$
$M_{2,1} =$	$2\nu_2(D_1 + 2D_2) + m_{2,1}$	$2\nu_2(D_1 + 2D_2) + m_{2,1}$	$2\nu_2(D_1 + 2D_2) + m_{2,1}$	$2\nu_2(D_1 + 2D_2) + m_{2,1}$
$M_{3,4} =$	$3\nu_4 D_3 + m_{3,4}$	$3\nu_4 D_3 + m'_{3,4}$	$4\nu_4 D_3 + m_{3,4}$	$4\nu_4 D_3 + m_{3,4}$
$M_{4,3} =$	—	—	$2\nu_4 D_3 + m_{4,3}$	$2\nu_4 D_3 + m_{4,3}$

D. Der durchlaufende Träger auf sechs Stützen (Abb. 8).

Unbekannt sind hier die Drehmaße D_1, D_2, D_3 und D_4. Es entfallen somit in der Gleichungsgruppe 33: D_5, D_6 ... D_{n-1}, und man erhält das Gleichungssystem:

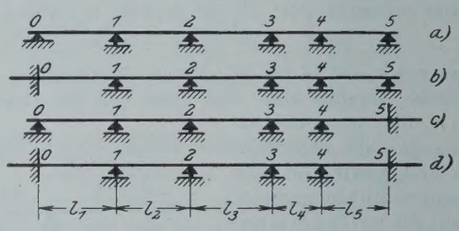


Abb. 8.

$$\begin{aligned} \varrho_1 D_1 + \varrho_2 D_2 &= M_1 \\ \varrho_2 D_1 + \varrho_3 D_2 + \varrho_4 D_3 &= M_2 \\ \varrho_4 D_2 + \varrho_5 D_3 + \varrho_6 D_4 &= M_3 \\ \varrho_6 D_3 + \varrho_7 D_4 &= M_4. \end{aligned}$$

Für $n=5$ ist:

$\varrho_{2n-3} = \varrho_7 = 4(\nu_4+\nu_5)$ (Abb. 8c und 8d) $\quad \varrho_6 = 2\nu_4$

$\varrho'_{2n-3} = \varrho_7' = 4\nu_4 + 3\nu_5$ („ 8a „ 8b) $\quad \varrho_4 = 2\nu_3$

$\varrho_5 = 4(\nu_3+\nu_4)$ $\quad \varrho_2 = 2\nu_2$

$\varrho_3 = 4(\nu_2+\nu_3)$

$\varrho_1 = 4(1+\nu_2)$ (Abb. 8b und 8d)

$\varrho_1' = 3 + 4\nu_2$ („ 8a „ 8c)

und mit der Substitution:

$$N = \varrho_1[\varrho_3(\varrho_5\varrho_7 - \varrho_6^2) - \varrho_4^2\varrho_7] - \varrho_2^2(\varrho_5\varrho_7 - \varrho_6^2)$$

werden die Koeffizienten:

$$\gamma_1^{(1)} = \frac{1}{N}[\varrho_3(\varrho_5\varrho_7 - \varrho_6^2) - \varrho_4^2\varrho_7]$$

$$\gamma_1^{(2)} = \gamma_2^{(1)} = -\frac{1}{N}\cdot\varrho_2(\varrho_5\varrho_7 - \varrho_6^2)$$

$$\gamma_1^{(3)} = \gamma_3^{(1)} = \frac{1}{N}\cdot\varrho_2\varrho_4\varrho_7$$

$$\gamma_1^{(4)} = \gamma_4^{(1)} = -\frac{1}{N}\cdot\varrho_2\varrho_4\varrho_6$$

$$\gamma_2^{(2)} = \frac{1}{N}\cdot\varrho_1(\varrho_5\varrho_7 - \varrho_6^2)$$

$$\gamma_2^{(3)} = \gamma_3^{(2)} = -\frac{1}{N}\cdot\varrho_1\varrho_4\varrho_7$$

$$\gamma_2^{(4)} = \gamma_4^{(2)} = \frac{1}{N}\cdot\varrho_1\varrho_4\varrho_6$$

$$\gamma_3^{(3)} = \frac{1}{N}\cdot\varrho_7(\varrho_1\varrho_3 - \varrho_2^2)$$

$$\gamma_3^{(4)} = \gamma_4^{(3)} = -\frac{1}{N}\cdot\varrho_6(\varrho_1\varrho_3 - \varrho_2^2)$$

$$\gamma_4^{(4)} = \frac{1}{N}[\varrho_5(\varrho_1\varrho_3 - \varrho_2^2) - \varrho_1\varrho_4^2].$$

Die Drehmaße sind:

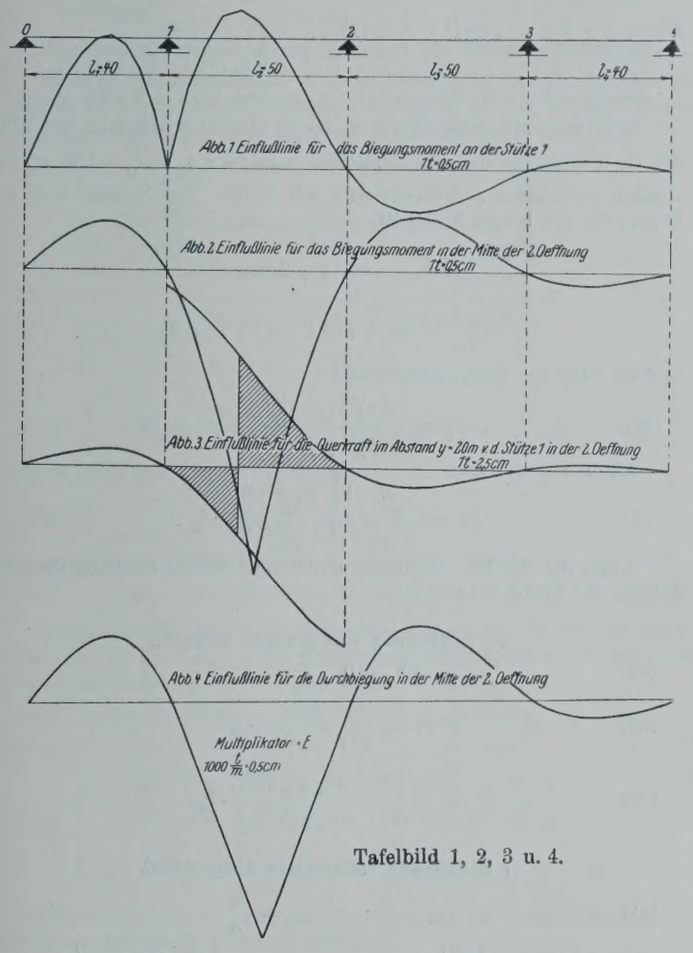
$$\begin{aligned} D_1 &= \gamma_1^{(1)} M_1 + \gamma_1^{(2)} M_2 + \gamma_1^{(3)} M_3 + \gamma_1^{(4)} M_4 \\ D_2 &= \gamma_2^{(1)} M_1 + \gamma_2^{(2)} M_2 + \gamma_2^{(3)} M_3 + \gamma_2^{(4)} M_4 \\ D_3 &= \gamma_3^{(1)} M_1 + \gamma_3^{(2)} M_2 + \gamma_3^{(3)} M_3 + \gamma_3^{(4)} M_4 \\ D_4 &= \gamma_4^{(1)} M_1 + \gamma_4^{(2)} M_2 + \gamma_4^{(3)} M_3 + \gamma_4^{(4)} M_4. \end{aligned}$$

Die Stützenmomente sind:

	Fall in Abb. 8a	Fall in Abb. 8b	Fall in Abb. 8c	Fall in Abb. 8d
$M_{0,1}=$	$-$	$2\,D_1+m_{0,1}$	$-$	$2\,D_1+m_{0,1}$
$M_{1,0}=$	$3\,D_1+m'_{1,0}$	$4\,D_1+m_{1,0}$	$3\,D_1+m'_{1,0}$	$4\,D_1+m_{1,0}$
$M_{2,1}=$	$2\,\nu_2(D_1+2\,D_2)+m_{2,1}$	$2\,\nu_2(D_1+2\,D_2)+m_{2,1}$	$2\,\nu_2(D_1+2\,D_2)+m_{2,1}$	$2\,\nu_2(D_1+2\,D_2)+m_{2,1}$
$M_{3,4}=$	$2\,\nu_4(2\,D_3+D_4)+m_{3,4}$	$2\,\nu_4(2\,D_3+D_4)+m_{3,4}$	$2\,\nu_4(2\,D_3+D_4)+m_{3,4}$	$2\,\nu_4(2\,D_3+D_4)+m_{3,4}$
$M_{4,5}=$	$3\,\nu_5\,D_4+m'_{4,5}$	$3\,\nu_5\,D_4+m'_{4,5}$	$4\,\nu_5\,D_4+m_{4,5}$	$4\,\nu_5\,D_4+m_{4,5}$
$M_{5,4}=$	$-$	$-$	$2\,\nu_5\,D_4+m_{5,4}$	$2\,\nu_5\,D_4+m_{5,4}$

1. Zahlenbeispiel. (Tafelbild 1.)

Darstellung der Einflußlinie für das Biegungsmoment an der Stütze 1 für den in dem Werke „Anwendungen der graphischen Statik“,



Tafelbild 1, 2, 3 u. 4.

3. Teil, von Prof. Dr. W. Ritter, Zürich, behandelten durchlaufenden Träger mit vier Öffnungen von 40, 50, 50 und 40 m. Eigengewicht $g=1{,}6$ t/m. Trägheitsmoment konstant $=0{,}2313$ m^4. Elastizitätsmaß $E=2100$ t/cm^2. Endöffnungen frei drehbar gelagert.

Nach Gl. 26 ist $\nu_1=\nu_4=1$ und $\nu_2=\nu_3=\dfrac{W_2}{W_1}=\dfrac{l_1}{l_2}=\dfrac{40}{50}=0{,}8$.

Nach Gl. 33a ist $\varrho_1'=\varrho_5'=3+4\,\nu_2=3+4\cdot 0{,}8=6{,}2$;

$\varrho_2=\varrho_4=2\,\nu_2=2\cdot 0{,}8=1{,}6$; $\varrho_3=4\,(\nu_2+\nu_3)=8\,\nu_2=8\cdot 0{,}8=6{,}4$.

Für einen durchlaufenden Träger auf fünf Stützen ist:

$$N=\varrho_1'\,(\varrho_3\,\varrho_5'-\varrho_4^2)-\varrho_2^2\,\varrho_5'=6{,}2\,(6{,}4\cdot 6{,}2-1{,}6^2)-1{,}6^2\cdot 62=214{,}272$$

$$\gamma_1^{(1)}=\gamma_3^{(3)}=\frac{1}{N}\,(\varrho_3\,\varrho_5'-\varrho_4^2)=\frac{1}{214{,}272}\,(6{,}4\cdot 6{,}2-1{,}6^2)=0{,}1734$$

$$\gamma_1^{(2)}=\gamma_2^{(1)}=\gamma_2^{(3)}=\gamma_3^{(2)}=-\frac{\varrho_2\,\varrho_5'}{N}=-\frac{1{,}6\cdot 6{,}2}{214{,}272}=-0{,}0463$$

$$\gamma_1^{(3)}=\gamma_3^{(1)}=\frac{\varrho_2^2}{N}=\frac{1{,}6^2}{214{,}272}=0{,}0119$$

$$\gamma_2^{(2)}=\frac{\varrho_1'^2}{N}=\frac{6{,}2^2}{214{,}272}=0{,}1794\,.$$

Das Biegungsmoment an der Stütze 1 hat die Gleichung

$$M_{1,0}=3\,D_1+m'_{1,0}=3\,[\gamma_1^{(1)}\,M_1+\gamma_1^{(2)}\,M_2+\gamma_1^{(3)}\,M_3]+m'_{1,0}\,.$$

Steht die Last innerhalb der ersten Öffnung, so wird $M_2=M_3=0$, und man erhält

$$M_{1,0}=-3\,\gamma_1^{(1)}\,m'_{1,0}+m'_{1,0}=(1-3\,\gamma_1^{(1)})\,m'_{1,0} \text{ oder}$$

$$\eta_1=(1-3\,\gamma_1^{(1)})\,l_1\,\psi_l'=(1-3\cdot 0{,}1734)\cdot 40\cdot\psi_l'=19{,}192\cdot\psi_l'\,.$$

Man findet demnach folgende Einflußordinaten:

für $\zeta=0{,}1$:	$\eta_1=+0{,}950$	für $\zeta=0{,}5$:	$\eta_1=+3{,}598$
„ $\zeta=0{,}2$:	$\eta_1=+1{,}832$	„ $\zeta=0{,}6$:	$\eta_1=+3{,}684$
„ $\zeta=0{,}3$:	$\eta_1=+2{,}620$	„ $\zeta=0{,}7$:	$\eta_1=+3{,}425$
„ $\zeta=0{,}4$:	$\eta_1=+3{,}223$	„ $\zeta=0{,}8$:	$\eta_1=+2{,}763$

für $\zeta=0{,}9$: $\eta_1=+1{,}641$.

Steht die Last innerhalb der zweiten Öffnung, so wird $M_3=0$, und man erhält

$$M_{1,0}=-3\,[\gamma_1^{(1)}\,m_{1,2}+\gamma_1^{(2)}\,m_{2,1}] \text{ oder}$$

$$\eta_2=-3\,l_2\,[\gamma_1^{(1)}\,\psi_r+\gamma_1^{(2)}\,\psi_l]=-3\cdot 50\,[0{,}1734\,\psi_r-0{,}0463\,\psi_l]$$
$$=-26{,}01\,\psi_r+6{,}945\,\psi_l\,.$$

Man findet folgende Einflußordinaten:

für $\zeta=0{,}1$:	$\eta_2=+2{,}168$	für $\zeta=0{,}5$:	$\eta_2=+4{,}121$
„ $\zeta=0{,}2$:	$\eta_2=+3{,}451$	„ $\zeta=0{,}6$:	$\eta_2=+3{,}497$
„ $\zeta=0{,}3$:	$\eta_2=+4{,}262$	„ $\zeta=0{,}7$:	$\eta_2=+2{,}655$
„ $\zeta=0{,}4$:	$\eta_2=+4{,}413$	„ $\zeta=0{,}8$:	$\eta_2=+1{,}722$

für $\zeta=0{,}9$: $\eta_2=+0{,}797$.

Steht die Last innerhalb der dritten Öffnung, so ist $M_1=0$, und man erhält

$$M_{1,0}=-3\,[\gamma_1^{(2)}\,m_{2,3}+\gamma_1^{(3)}\,m_{3,2}] \text{ oder}$$

$$\eta_3=-3\,l_3\,[\gamma_1^{(2)}\,\psi_r+\gamma_1^{(3)}\,\psi_l]=-3\cdot 50\,[-0{,}0463\,\psi_r+0{,}0119\,\psi_l]$$
$$=+6{,}945\,\psi_r-1{,}785\,\psi_l\,.$$

Man findet folgende Ordinaten:

für $\zeta=0{,}1$:	$\eta_3=-0{,}578$	für $\zeta=0{,}5$:	$\eta_3=-1{,}092$
„ $\zeta=0{,}2$:	$\eta_3=-0{,}947$	„ $\zeta=0{,}6$:	$\eta_3=-0{,}924$
„ $\zeta=0{,}3$:	$\eta_3=-1{,}131$	„ $\zeta=0{,}7$:	$\eta_3=-0{,}701$
„ $\zeta=0{,}4$:	$\eta_3=-1{,}170$	„ $\zeta=0{,}8$:	$\eta_3=-0{,}458$

für $\zeta=0{,}9$: $\eta_3=-0{,}206$.

Steht die Last endlich in der vierten Öffnung, so ist $M_1=M_2=0$, und man erhält

$$M_{1,0}=-3\,\gamma_1^{(3)}\,m'_{3,4} \text{ oder}$$

$$\eta_4=-3\,\gamma_1^{(3)}\,l_4\,\psi_r'=-3\cdot 0{,}0119\cdot 40\,\psi_r'=-1{,}428\,\psi_r'\,.$$

Man findet folgende Ordinaten:

für $\zeta=0{,}1$:	$\eta_4=+0{,}122$	für $\zeta=0{,}5$:	$\eta_4=+0{,}267$
„ $\zeta=0{,}2$:	$\eta_4=+0{,}206$	„ $\zeta=0{,}6$:	$\eta_4=+0{,}239$
„ $\zeta=0{,}3$:	$\eta_4=+0{,}254$	„ $\zeta=0{,}7$:	$\eta_4=+0{,}195$
„ $\zeta=0{,}4$:	$\eta_4=+0{,}274$	„ $\zeta=0{,}8$:	$\eta_4=+0{,}136$

für $\zeta=0{,}9$: $\eta_4=+0{,}071$.

Die zeichnerische Darstellung der Einflußlinie betrachte man in Tafelbild 1.

III. Die Festpunkte des durchlaufenden Trägers.

In der k^{ten} Öffnung eines durchlaufenden Trägers stehe die Last 1 im veränderlichen Abstande x von der Stütze $(K-1)$ (Abb. 9). Alle anderen Öffnungen seien unbelastet. Es entstehen dann mit Beachtung

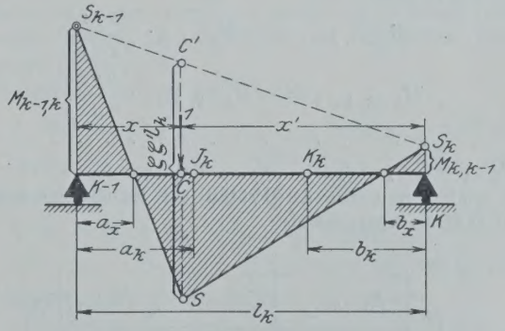


Abb. 9.

der Vorzeichenregel für die Biegungsmomente an der Stütze $(K-1)$ das negative Biegungsmoment $M_{k-1,k}$ und an der Stütze K das positive Moment $M_{k,k-1}$. Setzen wir diese Stützenmomente als bekannt voraus und tragen das Moment $M_{k-1,k}$ vom Stützpunkte $(K-1)$ nach Punkt S_{k-1} und das Moment $M_{k,k-1}$ vom Stützpunkte K nach Punkt S_k, so erhält man durch Verbindung dieser beiden Punkte S_{k-1} und S_k die Momentenfläche $(K-1)$, S_{k-1}, S_k, K für die Belastung des einfachen Trägers $(K-1)$, K mit den Stützenmomenten $M_{k-1,k}$

und $M_{k,k-1}$. Bringt man ferner die Wirkungslinie der Kraft 1 mit der Geraden S_{k-1}, S_k zum Schnitte im Punkte C' und trägt daselbst das positive Moment $\zeta\,\zeta'\,l_k$ infolge Belastung des einfachen Trägers $(K-1)$, K mit der Einheitslast nach abwärts ab, wodurch man zum Punkte S gelangt, so erhält man durch Verbindung dieses Punktes S mit den Punkten S_{k-1} und S_k die dreieckförmige Momentenfläche S_{k-1}, S, S_k des einfachen Trägers infolge Wirkung der Einheitslast. Durch algebraische Addition der Momentenfläche $(K-1)$, S_{k-1}, S_k, K und der Momentenfläche S_{k-1}, S, S_k erhält man schließlich die in Abb. 9 schraffierte Momentenfläche.

Jeder Stellung der Einheitslast innerhalb der Öffnung l_k, also jedem Werte x sind hiernach zwei Momentennullpunkte J_x und K_x zugeordnet (Abb. 9). Der Punkt J_x habe den Abstand a_x vom Punkte $(K-1)$, der Punkt K_x den Abstand b_x vom Punkte K. Bewegt sich die Einheitslast von der Stütze $(K-1)$ gegen die Stütze K, wobei x der Reihe nach alle Werte von 0 bis l_k annimmt, dann sind auch die Momentennullpunkte J_x und K_x in beständiger Bewegung, und zwar bewegen sich J_x und K_x gleichzeitig in derselben Richtung, in der der Angriffspunkt C der Einheitslast auf der Trägerachse fortschreitet. Je mehr sich die Last der Stütze K nähert, desto größer wird demnach der Abstand a_x und desto kleiner der Abstand b_x, und es erreicht a_x seinen Größtwert a_k, b_x seinen Kleinstwert $b_x=0$, wenn die Einheitslast der Stütze K unendlich nahe gekommen ist. Überschreitet die Einheitslast die Stütze K und wandert weiter über die Öffnung l_{k+1}, l_{k+2} . . . l_n, so bleibt beständig $a_x=a_k$ und $b_x=0$. Dem Werte a_k entspricht der Punkt J_k, der also unbewegt oder fest bleibt, während die Last von der Stütze K nach rechts über sämtliche Öffnungen wandert. Analog entspricht dem Werte b_k der Punkt K_k, der beständig fest bleibt, während die Last von der Stütze $(K-1)$ nach links sämtliche Öffnungen überschreitet.

Man nennt daher diese beiden ausgezeichneten Punkte J_k und K_k die Festpunkte der k^{ten} Öffnung eines durchlaufenden Trägers.

Ist beispielsweise in Abb. 10 die k^{te} Öffnung belastet, so hat man nur die Kenntnis der beiden Stützenmomente $M_{k-1,k}$ und $M_{k,k-1}$ nötig. Alle anderen Stützenmomente erhält man zeichnerisch in der

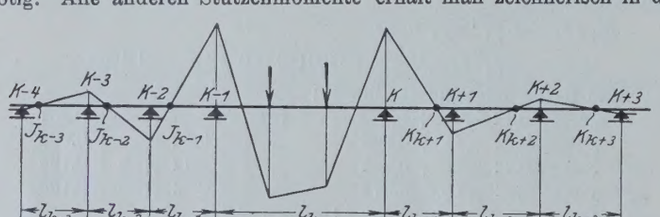


Abb. 10.

Weise, daß man Punkt S_{k-1} mit J_{k-1} verbindet, wodurch man zum Punkte S_{k-2} gelangt, dann diesen Punkt mit J_{k-2} verbindet, wodurch man zum Punkte S_{k-3} gelangt usw. Analoges gilt für die andere Seite des Trägers. Rechnerisch erhält man die Stützenmomente nach den Gleichungen

$$M_{k-2,k-1} = -M_{k-1,k}\cdot\frac{a_{k-1}}{a'_{k-1}}$$

$$M_{k-3,k-2} = -M_{k-2,k-1}\cdot\frac{a_{k-2}}{a'_{k-2}},$$

. . . . . .

wobei $a'_{k-1}=l_{k-1}-a_{k-1}$, $a'_{k-2}=l_{k-2}-a_{k-2}$ usw.

Wir wollen nun zur analytischen Ermittlung der Festpunktabstände übergehen.

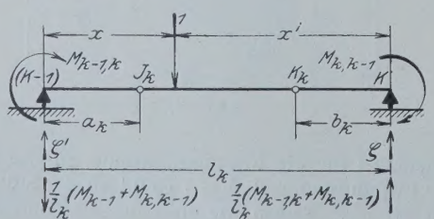


Abb. 11.

Aus der Abb. 11 ergibt sich die Bestimmungsgleichung für den linken Momentennullpunkt J_x aus der Beziehung:

$$M_{k-1,k}-\left[\frac{1}{l_k}(M_{k-1,k}+M_{k,k-1})-\zeta'\right]a_x=0.$$

Es ist somit der Abstand des Nullpunktes J_x:

$$a_x=\frac{M_{k-1,k}}{\frac{1}{l_k}(M_{k-1,k}+M_{k,k-1})-\zeta'}. \tag{35}$$

Nach Gl. 34 ist in diesem Falle

$$D_{k-1}=-\gamma_{k-1}^{(k-1)}m_{k-1,k}-\gamma_{k-1}^{(k)}m_{k,k-1}$$
$$D_k=-\gamma_k^{(k-1)}m_{k-1,k}-\gamma_k^{(k)}m_{k,k-1}.$$

Die Stützenmomente sind:

$$M_{k-1,k}=2\nu_k[2D_{k-1}+D_k]+m_{k-1,k}$$
$$=[1-2\nu_k(2\gamma_{k-1}^{(k-1)}+\gamma_k^{(k-1)})]m_{k-1,k}$$
$$-2\nu_k(2\gamma_{k-1}^{(k)}+\gamma_k^{(k)})m_{k,k-1},$$

$$M_{k,k-1}=-2\nu_k(\gamma_{k-1}^{(k-1)}+2\gamma_k^{(k-1)})m_{k-1,k}$$
$$-[2\nu_k(\gamma_{k-1}^{(k)}+2\gamma_k^{(k)})-1]m_{k,k-1}.$$

Man erhält demnach

$$M_{k-1,k}+M_{k,k-1}=[1-6\nu_k(\gamma_{k-1}^{(k-1)}+\gamma_k^{(k-1)})]m_{k-1,k}$$
$$+[1-6\nu_k(\gamma_{k-1}^{(k)}+\gamma_k^{(k)})]m_{k,k-1}.$$

a_x erreicht seinen Größtwert bei $x=l_k$, also bei $\zeta=1$ oder $\zeta'=0$.

Setzt man alle diese Werte in Gl. 35 ein, so erhält man mit Hilfe der Gl. 9 zunächst den unbestimmten Ausdruck $a_x=\frac{0}{0}$. Um a_x bestimmt zu machen, differenzieren wir Zähler und Nenner und erhalten, da $\zeta=1$ und $\zeta'=0$ ist,

$$\frac{d\,m_{k-1,k}}{d\,\zeta}=-\zeta'(1+3\zeta)l_k=0$$
$$\frac{d\,m_{k,k-1}}{d\,\zeta}=+\zeta(2\zeta'-\zeta)l_k=-l_k$$

und es wird der Festpunktabstand

$$a_k=\frac{2\gamma_{k-1}^{(k)}+\gamma_k^{(k)}}{3(\gamma_{k-1}^{(k)}+\gamma_k^{(k)})}\cdot l_k. \tag{36}$$

Ähnlich findet man

$$b_k=\frac{\gamma_{k-1}^{(k-1)}+2\gamma_k^{(k-1)}}{3(\gamma_{k-1}^{(k-1)}+\gamma_k^{(k-1)})}\cdot l_k. \tag{37}$$

Auch für die Endöffnungen findet man durch ähnliche Betrachtungen die Festpunktabstände.

α) Endöffnung frei drehbar gelagert.

$$a_1=b_n=0 \tag{38}$$

$$b_1=\frac{1-3\gamma_1^{(1)}}{3(1-\gamma_1^{(1)})}\cdot l_1 \tag{39}$$

$$a_n=\frac{1-3\nu_n\gamma_{n-1}^{(n-1)}}{3(1-\nu_n\gamma_{n-1}^{(n-1)})}\cdot l_n. \tag{40}$$

β) Endöffnung vollkommen eingespannt.

$$a_1=\frac{l_1}{3};\qquad b_n=\frac{l_n}{3} \tag{41}$$

$$b_1=\frac{1-4\gamma_1^{(1)}}{3(1-2\gamma_1^{(1)})}l_1 \tag{42}$$

$$a_n=\frac{1-4\nu_n\gamma_{n-1}^{(n-1)}}{3(1-2\nu_n\gamma_{n-1}^{(n-1)})}\cdot l_n. \tag{43}$$

2. Zahlenbeispiel.

Bestimmung der Festpunkte des im 1. Beispiel (auf S. 573) behandelten Trägers über fünf Stützen.

Nach Gl. 38 ist $a_1=0$; nach Gl. 39 ist

$$b_1=\frac{1-3\gamma_1^{(1)}}{3(1-\gamma_1^{(1)})}\cdot l_1=\frac{1-3\cdot 0{,}1734}{3(1-0{,}1734)}\cdot 40=7{,}75;$$

nach Gl. 36 ist

$$a_2=\frac{2\gamma_1^{(2)}+\gamma_2^{(2)}}{3(\gamma_1^{(2)}+\gamma_2^{(2)})}\cdot l_2=\frac{-2\cdot 0{,}0463+0{,}1794}{3(-0{,}0463+0{,}1794)}\cdot 50=10{,}85\text{ m};$$

nach Gl. 37 ist

$$b_2=\frac{\gamma_1^{(1)}+2\gamma_2^{(1)}}{3(\gamma_1^{(1)}+\gamma_2^{(1)})}\cdot l_2=\frac{0{,}1734-2\cdot 0{,}0463}{3(0{,}1734-0{,}0463)}\cdot 50=10{,}6\text{ m}.$$

Alle übrigen Festpunkte liegen symmetrisch zu den eben berechneten.

IV. Einflußlinien für die Biegungsmomente.

Wenn man sich die Aufgabe stellt, die Ordinaten der Einflußlinie für das Biegungsmoment eines im veränderlichen Abstande y von der Stütze $(K-1)$ in der k^{ten} Öffnung gelegenen Querschnitts C eines über n Öffnungen durchlaufenden Trägers zu berechnen, wird man zweckmäßig jeden der drei besonderen Abschnitte des Trägers gesondert betrachten, und zwar:

α) die beiden Abschnitte der Einflußlinie, die links und rechts außerhalb der Querschnittsöffnung l_k sich vom Trägeranfang 0 bis zur Stütze $(K-1)$ und dann mit Überspringung der Querschnittsöffnung l_k von der Stütze K bis zum Trägerende n erstrecken,

β) den Abschnitt der Einflußlinie innerhalb der Querschnittsöffnung l_k, der sich von der Stütze $(K-1)$ bis zum Querschnitt C erstreckt, und endlich

γ) den Abschnitt der Einflußlinie innerhalb der Querschnittsöffnung l_k, der sich vom Querschnitt C bis zum Stützpunkte K erstreckt.

α) Die Zweige der Einflußlinie außerhalb der Querschnittsöffnung l_k.

Solange die Einheitslast in allen Öffnungen des durchlaufenden Trägers außerhalb der Querschnittsöffnung l_k sich bewegt, ist das Biegungsmoment M_c eines beliebigen Querschnitts C (Abb. 12):

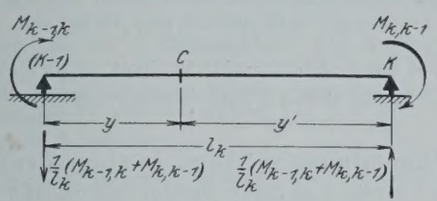


Abb. 12.

$$M_c = M_{k-1,k} - \frac{1}{l_k}(M_{k-1,k} + M_{k,k-1})\,y \tag{44}$$

und es wird mit den Bezeichnungen

$$\chi = \frac{y}{l_k} \quad \text{und} \quad \chi' = 1-\chi \tag{45}$$

das Biegungsmoment im Punkte C der k^{ten} Öffnung:

$$M_c = 2\,\nu_k\,[(2-3\chi)\,D_{k-1} + (1-3\chi)\,D_k]. \tag{46}$$

Berücksichtigt man die Entwicklungsgleichung 34 für die Drehmaße $D_1, D_2 \ldots D_{n-1}$ der Stützenquerschnitte, so erhält man das Biegungsmoment in der übersichtlichen Form:

$$M_c = \varepsilon_k^{(1)}\,M_1 + \varepsilon_k^{(2)}\,M_2 + \ldots + \varepsilon_k^{(n-1)}\,M_{n-1}, \tag{47}$$

wobei

$$\left\{\begin{aligned}
\varepsilon_k^{(1)} &= 2\,\nu_k\,[\gamma_{k-1}^{(1)} + (1-3\chi)\,(\gamma_{k-1}^{(1)} + \gamma_k^{(1)})]\\
\varepsilon_k^{(2)} &= 2\,\nu_k\,[\gamma_{k-1}^{(2)} + (1-3\chi)\,(\gamma_{k-1}^{(2)} + \gamma_k^{(2)})]\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
\varepsilon_k^{(n-1)} &= 2\,\nu_k\,[\gamma_{k-1}^{(n-1)} + (1-3\chi)\,(\gamma_{k-1}^{(n-1)} + \gamma_k^{(n-1)})].
\end{aligned}\right. \tag{48}$$

Die Koeffizienten ε sind von der Formung des Tragwerks und von der Lage des Querschnitts C abhängig.

Erteilt man in der Gleichungsgruppe 48 der Größe χ der Reihe nach Werte im Intervall (0,1), so erhält man für eine bestimmte Öffnung l_k mit Hilfe der Gl. 47 das Biegungsmoment M_c sämtlicher Punkte des Tragwerks, jedoch nur für Belastungen außerhalb der Querschnittsöffnung l_k. Die Gl. 47 stellt das Biegungsmoment eines beliebigen Querschnitts als Funktion der die Belastung allein berücksichtigenden Hilfsmomente $M_1, M_2 \ldots M_{n-1}$, also auch als Funktionen der Größen ψ_r und ψ_l dar, mit deren Variation alle $(n-1)$ Zweige der Einflußlinie außerhalb der Querschnittsöffnung l_k bekannt werden.

Wird für die Endöffnungen $k=1$ bezw. $k=n$ gesetzt, so erscheinen in der Gleichungsgruppe 48 die unbekannten Koeffizienten $\gamma_0^{(1)}, \gamma_0^{(2)} \ldots \gamma_0^{(n-1)}$ bezw. $\gamma_n^{(1)}, \gamma_n^{(2)} \ldots \gamma_n^{(n-1)}$. Man hat dabei zwei Fälle zu unterscheiden, und zwar:

1. die frei drehbar gelagerte Endöffnung,
2. die vollkommen eingespannte Endöffnung.

Endöffnung frei drehbar gelagert.

Bei $k=1$ ist $M_{k-1,k} = M_{0,1} = 0$ und $M_{k,k-1} = M_{1,0} = 3\,D_1$, so daß mit Hilfe der Gl. 44:

$$M_c = -3\,\chi\,D_1$$

wird. Die Koeffizienten ε haben daher hier die Gestalt:

$$\left\{\begin{aligned}
&\varepsilon_1^{(1)} = -3\,\chi\,\gamma_1^{(1)};\\
&\varepsilon_1^{(2)} = -3\,\chi\,\gamma_1^{(2)} \ldots; \quad \ldots\ldots \varepsilon_1^{(n-1)} = -3\,\chi\,\gamma_1^{(n-1)}.
\end{aligned}\right. \tag{48a}$$

Ähnlich sind bei $k=n$ die Koeffizienten

$$\left\{\begin{aligned}
&\varepsilon_n^{(1)} = 3\,\nu_n\,\chi'\,\gamma_{n-1}^{(1)};\\
&\varepsilon_n^{(2)} = 3\,\nu_n\,\chi'\,\gamma_{n-1}^{(2)} \ldots; \quad \ldots\ldots \varepsilon_n^{(n-1)} = 3\,\nu_n\,\chi'\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}.
\end{aligned}\right. \tag{48a'}$$

Endöffnung vollkommen eingespannt.

Bei $k=1$ ist der Drehwinkel $\Theta_{k-1} = \Theta_0 = 0$ und nach Gl. 46

$$M_c = 2\,(1-3\,\chi)\,D_1$$

und die Koeffizienten:

$$\left\{\begin{aligned}
&\varepsilon_1^{(1)} = 2\,(1-3\,\chi)\,\gamma_1^{(1)};\\
&\varepsilon_1^{(2)} = 2\,(1-3\,\chi)\,\gamma_1^{(2)}; \quad \ldots\ldots \varepsilon_1^{(n-1)} = 2\,(1-3\,\chi)\,\gamma_1^{(n-1)}.
\end{aligned}\right. \tag{48b}$$

Ähnlich sind bei $k=n$ die Koeffizienten

$$\left\{\begin{aligned}
&\varepsilon_n^{(1)} = 2\,\nu_n\,(2-3\,\chi)\,\gamma_{n-1}^{(1)}; \quad \varepsilon_n^{(2)} = 2\,\nu_n\,(2-3\,\chi)\,\gamma_{n-1}^{(2)};\\
&\qquad\qquad \ldots\ldots \varepsilon_n^{(n-1)} = 2\,\nu_n\,(2-3\,\chi)\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}.
\end{aligned}\right. \tag{48b'}$$

β) Abschnitt der Einflußlinie innerhalb der Querschnittsöffnung l_k von der Stütze $(K-1)$ bis zum Querschnitt C.

Wenn die Einheitslast (Abb. 13) innerhalb der Querschnittsöffnung l_k sich bewegt, kann man sich das Biegungsmoment M_c im Abstande y von der Stütze $(K-1)$ stets durch Superposition zweier

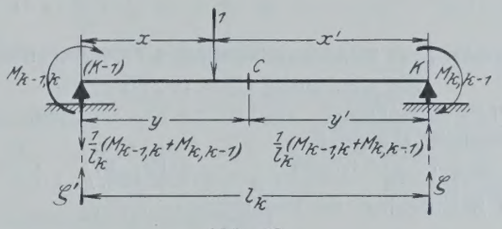


Abb. 13.

Teilmomente M_c' und M_c'' entstanden denken. M_c' bezieht sich auf den Beitrag infolge der Drehmaße D_{k-1} und D_k und wurde bereits unter α) mit

$$\left\{\begin{aligned}
M_c' &= \varepsilon_k^{(k-1)}\,M_{k-1} + \varepsilon_k^{(k)}\,M_k\\
&= -[\varepsilon_k^{(k-1)}\,m_{k-1,k}^{(l)} + \varepsilon_k^{(k)}\,m_{k,k-1}^{(l)}]
\end{aligned}\right. \tag{49}$$

gefunden, wobei der den Hilfsmomenten m oben angefügte Zeiger „(l)“ andeuten soll, daß es sich hier nur um eine Belastung links vom Querschnitt C handelt.

Das Teilmoment M_c'' hingegen berücksichtigt den Einfluß der Belastung in der Querschnittsöffnung l_k, bezieht sich also auf die Hilfsmomente $m_{k-1,k}^{(l)}$ und $m_{k,k-1}^{(l)}$, sowie auf die durch die Belastung des einfachen Balkens $(K-1)$, K mit der Einheitslast entstehenden Stützendrücke $\zeta^{(l)}$ und $\zeta'^{(l)}$.

Es ist deshalb konform der Gl. 44:

$$\left\{\begin{aligned}
M_c'' &= m_{k-1,k}^{(l)} - \chi\,(m_{k-1,k}^{(l)} + m_{k,k-1}^{(l)}) + \zeta^{(l)}\,\chi'\,l_k\\
&= \chi'\,m_{k-1,k}^{(l)} - \chi\,m_{k,k-1}^{(l)} + \zeta^{(l)}\,\chi'\,l_k.
\end{aligned}\right. \tag{50}$$

Insgesamt ist daher das Biegungsmoment

$$\left\{\begin{aligned}
M_c &= M_c' + M_c'' = (\chi' - \varepsilon_k^{(k-1)})\,m_{k-1,k}^{(l)}\\
&\qquad - (\chi + \varepsilon_k^{(k)})\,m_{k,k-1}^{(l)} + \zeta^{(l)}\,\chi'\,l_k
\end{aligned}\right. \tag{51}$$

oder mit Zuhilfenahme der Funktionen ψ_r und ψ_l

$$M_c = l_k\,[(\chi' - \varepsilon_k^{(k-1)})\,\psi_r - (\chi + \varepsilon_k^{(k)})\,\psi_l + \zeta\,\chi']. \tag{51'}$$

Endöffnung frei drehbar gelagert.

Bei $k=1$ ist nach Gl. 49 und mit Hilfe der Gl. 48a

$$M_c' = -\varepsilon_1^{(1)}\,m_{1,0}'^{(l)} = 3\,\chi\,\gamma_1^{(1)}\,m'^{(l)}_{1,0},$$

weil ja $m'^{(l)}_{0,1} = 0$ ist. Nach Gl. 50 ist

$$M_c'' = -\chi\,m'^{(l)}_{1,0} + \zeta^{(l)}\,\chi'\,l_1.$$

Insgesamt ist daher das Moment

$$M_c = (3\,\gamma_1^{(1)} - 1)\,\chi\,m'^{(l)}_{1,0} + \zeta^{(l)}\,\chi'\,l_1. \tag{51a}$$

Bei $k=n$ ist nach Gl. 49 und mit Hilfe der Gl. 48a'

$$M_c' = -\varepsilon_n^{(n-1)}\, m'^{(l)}_{n-1,\,n} = -3\,\nu_n \chi' \gamma_{n-1}^{(n-1)}\, m'^{(l)}_{n-1,\,n},$$

weil $m'^{(l)}_{n,\,n-1}=0$ ist. Nach Gl. 50 ist

$$M_c'' = \chi' m'^{(l)}_{n-1,\,n} + \zeta^{(l)} \chi' l_n.$$

Die Addition der Teilmomente ergibt:

$$M_c = \left(1-3\,\nu_n \gamma_{n-1}^{(n-1)}\right)\chi' m'^{(l)}_{n-1,\,n} + \zeta^{(l)}\chi' l_n. \tag{51a'}$$

Endöffnung vollkommen eingespannt.

Bei $k=1$ ist nach Gl. 47 und mit Hilfe der Gl. 48b

$$M_c' = \varepsilon_1^{(1)} M_1 = -\varepsilon_1^{(1)}\, m_{1,0}^{(l)} = -2\,(1-3\chi)\,\gamma_1^{(1)}\, m_{1,0}^{(l)}$$

und nach Gl. 50 ist

$$M_c'' = \chi' m_{0,1}^{(l)} - \chi\, m_{1,0}^{(l)} + \zeta \chi' l_1.$$

Die Addition der Teilmomente ergibt:

$$M_c = \chi' m_{0,1}^{(l)} - \left[2\,(1-3\chi)\,\gamma_1^{(1)} + \chi\right] m_{1,0}^{(l)} + \zeta^{(l)}\chi' l_1. \tag{51b}$$

Bei $k=n$ ist nach Gl. 47 und mit Hilfe der Gl. 48b'

$$\begin{aligned} M_c' = \varepsilon_n^{(n-1)}\, M_{n-1} &= -\varepsilon_n^{(n-1)}\, m_{n-1,\,n}^{(l)} \\ &= -2\,\nu_n\,(2-3\chi)\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}\, m_{n-1,\,n}^{(l)} \end{aligned}$$

und nach Gl. 50 ist

$$M_c'' = \chi' m_{n-1,\,n}^{(l)} - \chi\, m_{n,\,n-1}^{(l)} + \zeta^{(l)}\chi' l_n.$$

Die Addition der beiden Teilmomente ergibt:

$$\begin{cases} M_c = \left[\chi' - 2\,\nu_n\,(2-3\chi)\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}\right] m_{n-1,\,n}^{(l)} \\ \qquad\qquad - \chi\, m_{n,\,n-1}^{(l)} + \zeta\,\chi' l_n. \end{cases} \tag{51b'}$$

γ) Abschnitt der Einflußlinie innerhalb der Querschnittsöffnung vom Querschnitt C bis zur Stütze K.

Ähnliche Betrachtungen ergeben für eine Belastung, die rechts vom Querschnitt C angreift,

$$M_c\left(\chi' - \varepsilon_k^{(k-1)}\right) m_{k-1,\,k}^{(r)} - \left(\chi + \varepsilon_k^{(k)}\right) m_{k,\,k-1}^{(r)} + \zeta'^{(r)}\,\chi\, l_k \tag{52}$$

oder mit Zuhilfenahme der Funktionen ψ_r und ψ_l

$$M_c = \left[\left(\chi' - \varepsilon_k^{(k-1)}\right)\psi_r - \left(\chi + \varepsilon_k^{(k)}\right)\psi_l + \zeta'^{(r)}\chi\right] l_k. \tag{52'}$$

Ist die Endöffnung frei drehbar gelagert, dann ist bei $k=1$:

$$M_c = \left(3\,\gamma_1^{(1)} - 1\right)\chi\, m'^{(r)}_{1,0} + \zeta'^{(r)}\chi\, l_1 \tag{52a}$$

oder mit Zuhilfenahme der Funktionen ψ_r und ψ_l

$$M_c = \left[\left(3\,\gamma_1^{(1)} - 1\right)\chi\,\psi_l' + \zeta'\chi\right] l_1.$$

Bei $k=n$ ist:

$$M_c = \left(1-3\,\nu_n\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}\right)\chi' m'^{(r)}_{n-1,\,n} + \zeta'^{(r)}\,\chi\, l_n \tag{52a'}$$

bezw. $$M_c = \left[\left(1-3\,\nu_n\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}\right)\chi'\psi_r' + \zeta'\chi\right] l_n.$$

Endöffnung vollkommen eingespannt.

Bei $k=1$:

$$M_c = \chi' m_{0,1}^{(r)} - \left[2\,(1-3\chi)\,\gamma_1^{(1)} + \chi\right] m_{1,0}^{(r)} + \zeta'^{(r)}\,\chi\, l_1 \tag{52b}$$

bezw. $$M_c = \left\{\chi'\psi_r - \left[2\,(1-3\chi)\,\gamma_1^{(1)} + \chi\right]\psi_l + \zeta'\chi\right\} l_1.$$

Bei $k=n$:

$$\begin{cases} M_c = \left[\chi' - 2\,\nu_n\,(2-3\chi)\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}\right] m_{n-1,\,n}^{(r)} \\ \qquad\qquad - \chi\, m_{n,\,n-1}^{(r)} + \zeta'^{(r)}\,\chi\, l_n \end{cases} \tag{52b'}$$

bezw. $$M_c = \left\{\left[\chi' - 2\,\nu_n\,(2-3\chi)\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}\right]\psi_r - \chi\,\psi_l + \zeta'\chi\right\} l_n.$$

δ) Biegungsmoment irgend eines Querschnitts bei beliebiger Belastung eines durchlaufenden Trägers.

Es hat einen großen praktischen Wert, einfache Formeln für das Biegungsmoment an beliebiger Stelle eines durchlaufenden Trägers bei beliebiger Belastung zu kennen. Solche Formeln sollen nun im nachstehenden abgeleitet werden.

Für alle Belastungen **außerhalb** der Querschnittsöffnung l_k bedient man sich hierzu der Gl. 47 und erhält mit ihr als Beitrag zum Biegungsmoment M_c das Teilmoment

$$\begin{cases} M'_{c_k} = -\left[\varepsilon_k^{(1)}\left(m_{1,0}+m_{1,2}\right) + \varepsilon_k^{(2)}\left(m_{2,1}+m_{2,3}\right) + \dots \right. \\ \qquad\qquad \left. + \varepsilon_k^{(n-1)}\left(m_{n-1,\,n-2}+m_{n-1,\,n}\right)\right], \end{cases} \tag{52a}$$

falls es sich um einen Querschnitt der k^{ten} Öffnung handelt und die Trägerenden frei drehbar gelagert sind, hingegen

$$\begin{cases} M'_{c_k} = -\left[\varepsilon_k^{(1)}\left(m_{1,0}+m_{1,2}\right) + \varepsilon_k^{(2)}\left(m_{2,1}+m_{2,3}\right) + \dots \right. \\ \qquad\qquad \left. + \varepsilon_k^{(n-1)}\left(m_{n-1,\,n-2}+m_{n-1,\,n}\right)\right], \end{cases} \tag{52b}$$

wenn die Trägerenden vollkommen eingespannt sind.

Für die Belastung der **Querschnittsöffnung** l_k selbst hat man die Ergebnisse der Abschnitte β und γ sinngemäß zu addieren und erhält als zweiten Beitrag zum Biegungsmoment M_c das Teilmoment

$$M'_{c_k} = \left(\chi' - \varepsilon_k^{(k-1)}\right) m_{k-1,\,k} - \left(\chi + \varepsilon_k^{(k)}\right) m_{k,\,k-1} + \mathfrak{M}_c, \tag{53}$$

wobei $\mathfrak{M}_c$ das Biegungsmoment des einfachen Balkens $(K-1)$, K im Punkte C bedeutet, und wenn man berücksichtigt, daß

$$\begin{aligned} m_{k-1,\,k}^{(l)} + m_{k-1,\,k}^{(r)} &= m_{k-1,\,k} \\ m_{k,\,k-1}^{(l)} + m_{k,\,k-1}^{(r)} &= m_{k,\,k-1} \end{aligned}$$

ist, und daß der Ausdruck $(\zeta^{(l)}\chi' + \zeta'^{(r)}\chi)\, l_k$ offenbar das Biegungsmoment des einfachen Balkens $(K-1)$, K im Punkte C für die wandernde Einheitslast bedeutet.

Durch Addition der Teilmomente M'_{c_k} und M''_{c_k} erhält man schließlich das gesuchte Biegungsmoment $M_{c_k} = M'_{c_k} + M''_{c_k}$.

Erwähnenswert sind noch die belasteten Endöffnungen.

Endöffnung frei drehbar gelagert.

Bei $k=1$ erhält man durch Addition der Gl. 51a u. 52a

$$M''_{c_1} = \left(3\,\gamma_1^{(1)} - 1\right)\chi\, m'_{1,0} + \mathfrak{M}_c. \tag{53a}$$

Bei $k=n$ durch Addition der Gl. 51a' u. 52a'

$$M''_{c_n} = (1-3\,\nu_n)\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}\chi'\, m'_{n-1,\,n} + \mathfrak{M}_c. \tag{53b}$$

Endöffnung vollkommen eingespannt.

Bei $k=1$ erhält man durch Addition der Gl. 51b u. 52b

$$M''_{c_1} = \chi'\, m_{0,1} - \left[2\,(1-3\chi)\,\gamma_1^{(1)} + \chi\right] m_{1,0} + \mathfrak{M}_c. \tag{53c}$$

Bei $k=n$ durch Addition der Gl. 51b' u. 52b'

$$M''_{c_n} = \left[\chi' - 2\,\nu_n\,(2-3\chi)\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}\right] m_{n-1,\,n} - \chi\, m_{n,\,n-1} + \mathfrak{M}_c. \tag{53d}$$

3. Zahlenbeispiel. (Tafelbild 2.)

Darstellung der Einflußlinie für das Biegungsmoment in der Mitte der zweiten Öffnung des im 1. Beispiel (auf S. 573) behandelten Trägers auf fünf Stützen.

Nach Gl. 48 ist für $k=2$ und $\chi=\chi'=\frac{1}{2}$

$$\varepsilon_2^{(1)} = \nu_2\left(\gamma_1^{(1)} - \gamma_2^{(1)}\right) = 0{,}8\,(0{,}1734 + 0{,}0463) = 0{,}176$$

$$\varepsilon_2^{(2)} = \nu_2\left(\gamma_1^{(2)} - \gamma_2^{(2)}\right) = 0{,}8\,(-0{,}0463 - 0{,}1794) = -0{,}180$$

$$\varepsilon_2^{(3)} = \nu_2\left(\gamma_1^{(3)} - \gamma_2^{(3)}\right) = 0{,}8\,(0{,}0119 + 0{,}0463) = 0{,}046.$$

Solange die Einheitslast sich in der **ersten Öffnung** bewegt, berechnet man die Ordinaten nach Gl. 47

$$M_{c_2} = \varepsilon_k^{(1)} M_1 = -\varepsilon_2^{(1)}\, m'_{1,0} = -\varepsilon_2^{(1)}\, l_1\,\psi_l' = -0{,}176 \cdot 40\,\psi_l' = -7{,}04\,\psi_l'.$$

Man findet folgende Ordinaten

für $\zeta=0{,}1$:	$\eta_1=-0{,}349$	für $\zeta=0{,}5$:	$\eta_1=-1{,}320$
„ $\zeta=0{,}2$:	$\eta_1=-0{,}676$	„ $\zeta=0{,}6$:	$\eta_1=-1{,}352$
„ $\zeta=0{,}3$:	$\eta_1=-0{,}960$	„ $\zeta=0{,}7$:	$\eta_1=-1{,}257$
„ $\zeta=0{,}4$:	$\eta_1=-1{,}182$	„ $\zeta=0{,}8$:	$\eta_1=-1{,}014$

für $\zeta=0{,}9$: $\eta_1=-0{,}602$.

Solange die Last 1 in der Querschnittsöffnung l_2 sich **links** von der Mitte des Trägers bewegt, sind nach Gl. 51'

$$\begin{aligned} \eta_2 = l_2 &\left[\left(0{,}5 - \varepsilon_2^{(1)}\right)\psi_r - \left(0{,}5 + \varepsilon_2^{(2)}\right)\psi_l + 0{,}5\,\zeta\right] \\ &= 50\left[(0{,}5 - 0{,}176)\,\psi_r - (0{,}5 - 0{,}18)\,\psi_l + 0{,}5\,\zeta\right] \\ &= 16{,}2\,\psi_r - 16\,\psi_l + 25\,\zeta. \end{aligned}$$

Man findet folgende Ordinaten:

für $\zeta=0{,}1$:	$\eta_2=+1{,}056$	für $\zeta=0{,}3$:	$\eta_2=+4{,}111$
„ $\zeta=0{,}2$:	$\eta_2=+2{,}734$	„ $\zeta=0{,}4$:	$\eta_2=+6{,}131$

für $\zeta=0{,}5$: $\eta_2=+8{,}475$.

Steht die Einheitslast **rechts** von der Mitte des Trägers, so wird nach Gl. 52'

$$\eta_2 = 16{,}2\,\psi_r - 16\,\psi_l + 25\,\zeta'.$$

Man findet folgende Ordinaten:

für $\zeta=0{,}6$:	$\eta_2=+6{,}141$	für $\zeta=0{,}8$:	$\eta_2=+2{,}434$
„ $\zeta=0{,}7$:	$\eta_2=+4{,}127$	„ $\zeta=0{,}9$:	$\eta_2=+1{,}058$.

Bewegt sich die Einheitslast in der 3. Öffnung, so ist nach Gl. 47:

$$M_c = \varepsilon_2^{(2)} M_2 + \varepsilon_2^{(3)} M_3 = -\left[\varepsilon_2^{(2)} m_{2,3} + \varepsilon_2^{(3)} m_{3,2}\right]$$
$$= -\left[\varepsilon_2^{(2)} \psi_r + \varepsilon_2^{(3)} \psi_l\right] l_3 = -\left[-0{,}18\,\psi_r + 0{,}046\,\psi_l\right] 50$$
$$= 9\,\psi_r - 2{,}3\,\psi_l.$$

Man findet folgende Ordinaten:

für $\zeta = 0{,}1$: $\eta_3 = -0{,}750$	für $\zeta = 0{,}5$: $\eta_3 = -1{,}413$
„ $\zeta = 0{,}2$: $\eta_3 = -1{,}226$	„ $\zeta = 0{,}6$: $\eta_3 = -1{,}195$
„ $\zeta = 0{,}3$: $\eta_3 = -1{,}468$	„ $\zeta = 0{,}7$: $\eta_3 = -0{,}905$
„ $\zeta = 0{,}4$: $\eta_3 = -1{,}517$	„ $\zeta = 0{,}8$: $\eta_3 = -0{,}582$
für $\zeta = 0{,}9$: $\eta_3 = -0{,}267$.	

Bewegt sich die Einheitslast in der 4. Öffnung, so ist nach Gl. 47:

$$M_c = \varepsilon_2^{(3)} M_3 = -\varepsilon_2^{(3)} m'_{3,4} = -\varepsilon_2^{(3)} l_4\,\psi_r'$$
$$= -0{,}046 \cdot 40\,\psi_r' = -1{,}84\,\psi_r'.$$

Man findet folgende Ordinaten:

für $\xi = 0{,}1$: $\eta_4 = +0{,}157$	für $\zeta = 0{,}5$: $\eta_4 = +0{,}345$
„ $\zeta = 0{,}2$: $\eta_4 = +0{,}265$	„ $\zeta = 0{,}6$: $\eta_4 = +0{,}308$
„ $\zeta = 0{,}3$: $\eta_4 = +0{,}328$	„ $\zeta = 0{,}7$: $\eta_4 = +0{,}251$
„ $\zeta = 0{,}4$: $\eta_4 = +0{,}354$	„ $\zeta = 0{,}8$: $\eta_4 = +0{,}177$
für $\zeta = 0{,}9$: $\eta_4 = +0{,}091$.	

4. Zahlenbeispiel.

Die ständige Last $g = 1{,}6$ t/m, die veränderliche Last $p = 3$ t/m. Man berechne das größte und kleinste Biegungsmoment in der Mitte der 2. Öffnung des im 1. Zahlenbeispiel (auf S. 573) behandelten durchlaufenden Trägers auf 5 Stützen.

Das größte Biegungsmoment kommt durch Belastung der 2. und 4. Öffnung zustande.

Belastung der 1. Öffnung:

$$M_{c_1} = -\varepsilon_2^{(1)} m'_{1,0} = -0{,}176 \cdot \frac{1{,}6 \cdot 40^2}{8} = -56{,}4 \text{ tm}.$$

Belastung der 2. Öffnung: (Querschnittsöffnung) nach Gl. 53

$$M_{c_2} = \left(\chi' - \varepsilon_2^{(1)}\right) m_{1,2} - \left(\chi + \varepsilon_2^{(2)}\right) m_{2,1} + \mathfrak{M}_c$$
$$= -(0{,}5 - 0{,}176)\frac{4{,}6 \cdot 50^2}{12} - (0{,}5 - 0{,}18)\frac{4{,}6 \cdot 50^2}{12}$$
$$+ \frac{4{,}6 \cdot 50^2}{8} = +824 \text{ tm}.$$

Belastung der 3. Öffnung:

$$M_{c_3} = -\varepsilon_2^{(2)} m_{2,3} - \varepsilon_2^{(3)} m_{3,2} = \left(\varepsilon_2^{(2)} - \varepsilon_2^{(3)}\right) m_{3,2}$$
$$= (-0{,}18 - 0{,}046)\frac{1{,}6 \cdot 50^2}{12} = -75{,}5 \text{ tm}.$$

Belastung der 4. Öffnung:

$$M_{c_4} = -\varepsilon_2^{(3)} m'_{3,4} = +0{,}046 \cdot \frac{4{,}6 \cdot 40^2}{8} = +42{,}3 \text{ tm}.$$

Durch Addition der Teilmomente erhält man:

$$M_c = M_{c_1} + M_{c_2} + M_{c_3} + M_{c_4} = -56{,}4 + 824$$
$$- 75{,}5 + 42{,}3 = +734{,}4 \text{ tm}.$$

Im Querschnitt in der Mitte der 2. Öffnung kommt das kleinste Biegungsmoment durch Belastung der 1. und 3. Öffnung zustande.

Belastung der 1. Öffnung: $M_{c_1} = -56{,}4 \cdot \frac{4{,}6}{1{,}6} = -162$ tm

„ „ 2. „ $M_{c_2} = +824 \cdot \frac{1{,}6}{4{,}6} = +287$ „

„ „ 3. „ $M_{c_3} = -75{,}5 \cdot \frac{4{,}6}{1{,}6} = -217$ „

„ „ 4. „ $M_{c_4} = +42{,}3 \cdot \frac{1{,}6}{4{,}6} = +14{,}7$ „

Durch Addition der Teilmomente erhält man:

$$M_c = -162 + 287 - 217 + 14{,}7 = -77 \text{ tm}.$$

V. Einflußlinien für die Querkräfte.

Um die Querkraft Q_y für einen im veränderlichen Abstande y von der Stütze $(K-1)$ in der k^{ten} Öffnung gelegenen Querschnitt C zu erhalten, führt man durch C einen zur Stabachse senkrechten ideellen Schnitt und bringt an dieser Schnittfläche eine Kraft von solcher Größe und Richtung an, daß alle Einzelkräfte, die am linken Trägerfragment wirken, parallel zur Schnittfläche ein Gleichgewichtssystem bilden. Diese im Querschnitt C anzubringende, zur Stabachse senkrechte Kraft nennt man die Querkraft an der Schnittstelle C. Überträgt man sie nach dem Wechselwirkungsgesetz an das anschließende Balkenelement (Abb. 14), so gerät dieses unter den Einfluß des Kräftepaares $Q \cdot dy$, das die beiden Schnittflächen des Balkenelementes parallel zueinander zu verschieben trachtet. Geschieht diese Verschiebung in der Weise, daß die rechte Schnittfläche gegen die linke nach abwärts verschoben wird, so sei die Querkraft positiv bezeichnet. Es dreht demnach bei einer positiven Querkraft das am Balkenelement angreifende Querkräftepaar $Q_y \cdot dy$ im Sinne des Uhrzeigers.

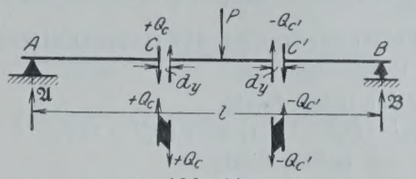


Abb. 14.

Solange die Einheitslast außerhalb der Querschnittsöffnung l_k sich bewegt, ist die Querkraft Q_y für jeden Querschnitt C der Öffnung l_k (Abb. 12)

$$Q_y = -\frac{1}{l_k}\left(M_{k-1,k} + M_{k,k-1}\right) = -\frac{6\,\nu_k}{l_k}\left(D_{k-1} + D_k\right).$$

Mit der Entwicklungsgleichung 34 und den Substitutionen

$$(54) \quad \begin{cases} x_k^{(1)} = 6\,\nu_k\left(\gamma_{k-1}^{(1)} + \gamma_k^{(1)}\right) \\ x_k^{(2)} = 6\,\nu_k\left(\gamma_{k-1}^{(2)} + \gamma_k^{(2)}\right) \\ \cdots\cdots\cdots\cdots \\ x_k^{(n-1)} = 6\,\nu_k\left(\gamma_{k-1}^{(n-1)} + \gamma_k^{(n-1)}\right) \end{cases}$$

erhält man dann die Gleichung für die Querkraft in der Form

$$(55) \quad Q_y = -\frac{1}{l_k}\left[x_k^{(1)} M_1 + x_k^{(2)} M_2 + \ldots + x_k^{(n-1)} M_{n-1}\right].$$

Erwähnt seien noch die Endfelder.

Endfeld frei drehbar gelagert.

Bei $k = 1$ ist

$$M_{k-1,k} = M_{0,1} = 0 \quad \text{und} \quad M_{k,k-1} = M_{1,0} = 3\,D_1$$
$$= 3\left(\gamma_1^{(1)} M_1 + \gamma_1^{(2)} M_2 + \ldots + \gamma_1^{(n-1)} M_{n-1}\right).$$

Die Koeffizienten x lauten daher

$$(54\text{a}) \quad x_1'^{(1)} = 3\,\gamma_1^{(1)}, \quad x_1'^{(2)} = 3\,\gamma_1^{(2)} \ldots x_1'^{(n-1)} = 3\,\gamma_1^{(n-1)}.$$

Bei $k = n$ ist

$$M_{k-1,k} = M_{n-1,n} = 3\,\nu_n\,D_{n-1}$$
$$= 3\,\nu_n\left(\gamma_{n-1}^{(1)} M_1 + \gamma_{n-1}^{(2)} M_2 + \ldots + \gamma_{n-1}^{(n-1)} M_{n-1}\right)$$
$$\text{und } M_{k,k-1} = M_{n,n-1} = 0.$$

Die Koeffizienten x lauten daher:

$$(54\text{b}) \quad x_n'^{(1)} = 3\,\nu_n\,\gamma_{n-1}^{(1)}, \quad x_n'^{(2)} = 3\,\nu_n\,\gamma_{n-1}^{(2)} \ldots x_n'^{(n-1)} = 3\,\nu_n\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}.$$

Endfeld vollkommen eingespannt.

Bei $k = 1$ ist

$$D_{k-1} = D_0 = 0, \text{ folglich } Q_y = -\frac{6}{l_1} D_1;$$

man hat also

$$(54\text{c}) \quad x_1^{(1)} = 6\,\gamma_1^{(1)}, \quad x_1^{(2)} = 6\,\gamma_1^{(2)} \ldots x_1^{(n-1)} = 6\,\gamma_1^{(n-1)}.$$

Bei $k = n$ ist

$$D_k = D_n = 0, \text{ folglich } Q_y = -\frac{6\,\nu_n}{l_n} D_{n-1}; \text{ also}$$

$$(54\text{d}) \quad x_n^{(1)} = 6\,\nu_n\,\gamma_{n-1}^{(1)}, \quad x_n^{(2)} = 6\,\nu_n\,\gamma_{n-1}^{(2)}, \ldots x_n^{(n-1)} = 6\,\nu_n\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}.$$

Aus Gl. 55 leitet man dann die allen Querschnitten C der Öffnung l_k gemeinsamen, außerhalb der Querschnittsöffnung l_k verlaufenden $(n-1)$ Zweige der Einflußlinie für die Querkraft Q_y der k^{ten} Öffnung ab.

Tritt jedoch die Einheitslast in die Querschnittsöffnung l_k ein (Abb. 13), so gilt, solange die Einheitslast links vom Querschnitt C angreift, für die Querkraft Q_y nach Gl. 55:

$$Q_y' = \frac{1}{l_k}\left[x_k^{(k-1)} m_{k-1,k}^{(l)} + x_k'^{(k)} m_{k,k-1}^{(l)}\right]$$

und infolge der Belastung der Querschnittsöffnung l_k

$$Q_y'' = -\frac{1}{l_k}\left[m_{k-1,k}^{(l)} + m_{k,k-1}^{(l)}\right] - \zeta^{(l)}.$$

Durch Addition dieser beiden Teilquerkräfte erhält man dann

$$Q_y^{(l)} = Q_y' + Q_y'' = \frac{1}{l_k}\left[\left(x_k^{(k-1)} - 1\right) m_{k-1,k}^{(l)} + \left(x_k'^{(k)} - 1\right) m_{k,k-1}^{(l)}\right] - \zeta^{(l)}.$$

Ähnlich erhält man die Querkraft Q_y, wenn die Einheitslast rechts vom Querschnitt C angreift:

$$Q_y^{(r)} = \frac{1}{l_k}\left[\left(x_k^{(k-1)} - 1\right) m_{k-1,k}^{(r)} + \left(x_k^{(k)} - 1\right) m_{k,k-1}^{(r)}\right] + \zeta'^{(r)}.$$

Für die Einflußordinaten der Querschnittsöffnung l_k hat man also die Gleichungen

$$(55)\quad \begin{cases} \text{für den linken Zweig} \\ \eta_k^{(l)} = \left(x_k^{(k-1)} - 1\right)\psi_r + \left(x_k^{(k)} - 1\right)\psi_l - \zeta \\ \text{für den rechten Zweig} \\ \eta_k^{(r)} = \left(x_k^{(k-1)} - 1\right)\psi_r + \left(x_k^{(k)} - 1\right)\psi_l + \zeta'. \end{cases}$$

Abb. 15 veranschaulicht den Verlauf der beiden Zweige und die Einflußfläche für die Querkraft an der Stelle C. Während die

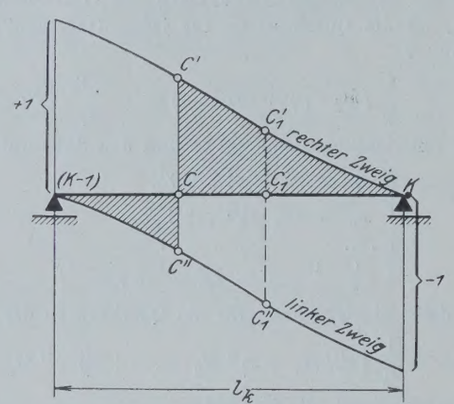


Abb. 15.

Einflußfläche der Querkraft im Punkte C vom Linienzug $(K-1)$, C'', C, K, C', C eingeschlossen wird, umgibt der Linienzug $(K-1)$, C_1'', C_1, K, C_1', C_1 die entsprechende Fläche für den Punkt C_1.

Es lassen sich leicht die Gleichungen für die Endöffnungen ableiten.

Endöffnung frei drehbar gelagert.

Bei $k = 1$ ist

$$(55\,a)\quad \begin{cases} \text{für den linken Zweig } \eta_1^{(l)} = \left(x_1'^{(1)} - 1\right)\psi_l' - \zeta \\ \text{„ „ rechten „ } \eta_1^{(r)} = \left(x_1'^{(1)} - 1\right)\psi_l' + \zeta'. \end{cases}$$

Bei $k = n$ ist

$$(55\,b)\quad \begin{cases} \text{für den linken Zweig } \eta_n^{(l)} = \left(x_n'^{(n-1)} - 1\right)\psi_r' - \zeta \\ \text{„ „ rechten „ } \eta_n^{(r)} = \left(x_n' - 1\right)\psi_r' + \zeta'. \end{cases}$$

Endöffnung vollkommen eingespannt.

Bei $k = 1$ ist:

$$(55\,c)\quad \begin{cases} \text{für den linken Zweig } \eta_1^{(l)} - \left(x_1^{(1)} - 1\right)\psi_l - \psi_r - \zeta \\ \text{„ „ rechten „ } \eta_1^{(r)} = \left(x_1^{(1)} - 1\right)\psi_l - \psi_r + \zeta'. \end{cases}$$

Bei $k = n$ ist:

$$(55\,d)\quad \begin{cases} \text{für den linken Zweig: } \eta_n^{(l)} = \left(x_n^{(n-1)} - 1\right)\psi_r - \psi_l - \zeta \\ \text{„ „ rechten „ } \eta_n^{(r)} = \left(x_n^{(n-1)} - 1\right)\psi_r - \psi_l + \zeta' \end{cases}$$

5. Zahlenbeispiel. (Tafelbild 3.)

Es ist die Einflußlinie für die Querkraft im Abstande $y = 20$ m von der Stütze 1 in der 2. Öffnung darzustellen mit den Angaben der vorigen Beispiele.

Nach Gl. 54:

$$x_2^{(1)} = 6\,\nu_2\left(\gamma_1^{(1)} + \gamma_2^{(1)}\right) = 6 \cdot 0{,}8\,(\ 0{,}1734 - 0{,}0463) = \ 0{,}61$$

$$x_2^{(2)} = 6\,\nu_2\left(\gamma_1^{(2)} + \gamma_2^{(2)}\right) = 6 \cdot 0{,}8\,(-0{,}0463 + 0{,}1794) = \ 0{,}638$$

$$x_2^{(3)} = 6\,\nu_2\left(\gamma_1^{(3)} + \gamma_2^{(3)}\right) = 6 \cdot 0{,}8\,(\ 0{,}0119 - 0{,}0463) = -0{,}165$$

Zweig der Einflußlinie in der 1. Öffnung:

Nach Gl. 55 ist $Q_2 = \frac{1}{l_2} \cdot x_2^{(1)}\, m'_{1,0}$ oder

$$\eta_1 = \frac{l_1}{l_2} \cdot x_2^{(1)}\,\psi_l' = \frac{40}{50} \cdot 0{,}61\,\psi_l' = +0{,}485\,\psi_l'.$$

Man findet folgende Ordinaten:

für $\zeta = 0{,}1$:	$\eta_1 = +0{,}023$	für $\zeta = 0{,}5$:	$\eta_1 = +0{,}09$
„ $\zeta = 0{,}2$:	$\eta_1 = +0{,}045$	„ $\zeta = 0{,}6$:	$\eta_1 = +0{,}093$
„ $\zeta = 0{,}3$:	$\eta_1 = +0{,}065$	„ $\zeta = 0{,}7$:	$\eta_1 = +0{,}086$
„ $\zeta = 0{,}4$:	$\eta_1 = +0{,}081$	„ $\zeta = 0{,}8$:	$\eta_1 = +0{,}07$

für $\zeta = 0{,}9$: $\eta_1 = +0{,}04$.

Berechnung des linken Zweiges in der 2. Öffnung:

Nach Gl. 55: $\eta_2^{(l)} = \left(x_2^{(1)} - 1\right)\psi_r + \left(x_2^{(2)} - 1\right)\psi_l' - \zeta$

$= (0{,}61 - 1)\,\psi_r + (0{,}638 - 1)\,\psi_l - \zeta = -0{,}39\,\psi_r - 0{,}362\,\psi_l - \zeta.$

Man findet folgende Ordinaten:

für $\zeta = 0{,}1$:	$\eta_2 = -0{,}072$	für $\zeta = 0{,}6$:	$\eta_2 = -0{,}624$
„ $\zeta = 0{,}2$:	$\eta_2 = -0{,}163$	„ $\zeta = 0{,}7$:	$\eta_2 = -0{,}728$
„ $\zeta = 0{,}3$:	$\eta_2 = -0{,}266$	„ $\zeta = 0{,}8$:	$\eta_2 = -0{,}852$
„ $\zeta = 0{,}4$:	$\eta_2 = -0{,}378$	„ $\zeta = 0{,}9$:	$\eta_2 = -0{,}923$
„ $\zeta = 0{,}5$:	$\eta_2 = -0{,}496$	„ $\zeta = 1{,}0$:	$\eta_2 = -1$

Zweig der Einflußlinie in der 3. Öffnung:

Nach Gl. 55 ist $Q_2 = \frac{1}{l_2}\left[x_2^{(2)}\, m_{2,3} + x_2^{(3)}\, m_{3,2}\right]$ oder

$$\eta_3 = \frac{l_3}{l_2}\left[x_2^{(2)}\,\psi_r + x_2^{(3)}\,\psi_l\right] = 0{,}638\,\psi_r - 0{,}165\,\psi_l.$$

Man findet folgende Ordinaten:

für $\zeta = 0{,}1$:	$\eta_3 = -0{,}053$	für $\zeta = 0{,}5$:	$\eta_3 = -0{,}101$
„ $\zeta = 0{,}2$:	$\eta_3 = -0{,}087$	„ $\zeta = 0{,}6$:	$\eta_3 = -0{,}084$
„ $\zeta = 0{,}3$:	$\eta_3 = -0{,}103$	„ $\zeta = 0{,}7$:	$\eta_3 = -0{,}064$
„ $\zeta = 0{,}4$:	$\eta_3 = -0{,}105$	„ $\zeta = 0{,}8$:	$\eta_3 = -0{,}041$

für $\zeta = 0{,}9$: $\eta_3 = -0{,}019$.

Zweig der Einflußlinie in der 4. Öffnung:

Nach Gl. 55 ist $Q_2 = \frac{1}{l_2} \cdot x_2^{(3)}\, m'_{3,4}$ oder

$$\eta_4 = \frac{l_4}{l_1} \cdot x_2^{(3)}\,\psi_r' = -\frac{40}{50} \cdot 0{,}165\,\psi_r = -0{,}132\,\psi_r'.$$

Man findet folgende Ordinaten:

für $\zeta = 0{,}1$:	$\eta_4 = +0{,}011$	für $\zeta = 0{,}5$:	$\eta_4 = +0{,}024$
„ $\zeta = 0{,}2$:	$\eta_4 = +0{,}018$	„ $\zeta = 0{,}6$:	$\eta_4 = +0{,}022$
„ $\zeta = 0{,}3$:	$\eta_4 = +0{,}023$	„ $\zeta = 0{,}7$:	$\eta_4 = +0{,}018$
„ $\zeta = 0{,}4$:	$\eta_4 = +0{,}025$	„ $\zeta = 0{,}8$:	$\eta_4 = +0{,}013$

für $\zeta = 0{,}9$: $\eta_4 = +0{,}006$.

VI. Die ungünstigsten Belastungen.

A. Querkräfte.

Wir führten die Berechnung der Querkräfte eines über n Öffnungen durchlaufenden Trägers auf die n einfacher Balken auf je zwei Stützen zurück, auf die die wandernde Einheitslast und die beiden Einspannmomente $M_{k-1,k}$ und $M_{k,k-1}$ einwirken (Abb. 12).

Die Größe und das Vorzeichen der Querkraft eines im veränderlichen Abstande y von der Stütze $(K-1)$ entfernten Querschnitts hängt demnach von drei Einflüssen ab, und zwar:

1. von der Stellung x der Einheitslast,
2. von der Größe und dem Vorzeichen des Momentes $M_{k-1,k}$ und
3. von der Größe und dem Vorzeichen des Momentes $M_{k,k-1}$.

Wir werden diese drei, die Größe und das Vorzeichen der Querkraft bedingenden Einflüsse gesondert betrachten.

1. Ungünstigste Stellung der Last 1.

In Abb. 16 ist die Querkraft im Abstande y von der Stütze $(K-1)$:

$$Q_y = +\zeta,$$

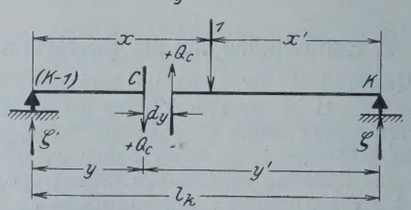


Abb. 16.

solange die Einheitslast rechts vom Querschnitt C angreift, hingegen

$$Q_y = -\zeta,$$

solange sie links vom Querschnitt C sich bewegt.

Man darf also sagen:

Die Querkraft Q_y wird positiv, wenn die Last rechts vom Querschnitt C, sie wird negativ, wenn sie links von C sich bewegt. Soll nun die positive Querkraft möglichst groß werden, so hat man die Öffnung l_k links vom Querschnitt C zu entlasten, rechts davon hingegen zu belasten.

2. Ungünstigste Wirkung des Momentes $M_{k-1,\,k}$.

Das Gleichgewicht des einfachen Trägers $(K-1)$, K gegen Drehung infolge Angriffes des Momentes $M_{k-1,\,k}$ erfordert Auflagerreaktionen, deren Resultante ein dem Momente $M_{k-1,\,k}$ entgegengesetzt drehendes

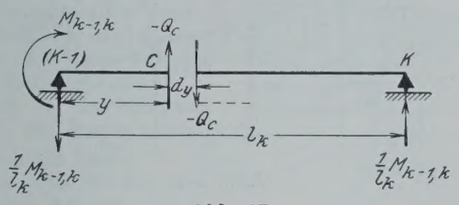


Abb. 17.

Kräftepaar gleicher Größe ergibt. In Abb. 17 wird demnach bei positivem Moment $M_{k-1,\,k}$ die Querkraft

$$Q_y = -\frac{1}{l_k} \cdot M_{k-1,\,k}.$$

Soll die Querkraft positiv werden, so muß das Moment $M_{k-1,\,k}$ negativ werden. Aus der Form der Einflußlinie für $M_{k-1,\,k}$ wird dieses Moment aber negativ, wenn die Öffnungen l_{k-1}, l_{k-3}, ... bezw. l_{k+2}, l_{k+4} ... belastet, hingegen die Öffnungen l_{k-2}, l_{k-4}, ... bezw. l_{k+1}, l_{k+3} ... entlastet werden.

3. Ungünstigste Wirkung des Momentes $M_{k,\,k-1}$.

Hier ist die Querkraft im Punkte C:

$$Q_y = -\frac{1}{l_k} \cdot M_{k,\,k-1}.$$

Soll die Querkraft positiv werden, so muß das Moment $M_{k,\,k-1}$ negativ werden. Mit Beachtung der Vorzeichenregel für die Einspannungsmomente erkennt man aus der Form der Einflußlinie, daß dieses Moment negativ wird, wenn die Öffnungen l_{k-1}, l_{k-3}, ... bezw. l_{k+2}, l_{k+4} ... belastet, hingegen die Öffnungen l_{k+1}, l_{k+3}, ... bezw. l_{k-2}, l_{k-4} ... entlastet werden. Die Momente $M_{k-1,\,k}$ und $M_{k,\,k-1}$ haben somit einen gleichgerichteten Einfluß auf das Vorzeichen der Querkraft.

Fassen wir alle diese Ergebnisse zusammen, so ergibt sich die Regel:

Soll für einen Querschnitt C der k^{ten} Öffnung die positive Querkraft möglichst groß werden, so ist diese Öffnung links vom Punkte C zu entlasten, rechts davon zu belasten; die

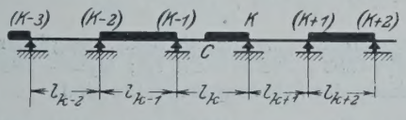


Abb. 18.

übrigen Öffnungen sind abwechselnd zu belasten und zu entlasten in der Weise, daß sich an den entlasteten Teil der Öffnung l_k eine belastete, an den belasteten Teil eine entlastete Öffnung anschließt (Abb. 18).

Die entgegengesetzte Belastung ergibt die kleinste Querkraft im Punkte C der k^{ten} Öffnung.

B. Biegungsmomente.

Man pflegt die Strecke innerhalb der beiden Festpunkte J und K einer Öffnung die „Innenstrecke", hingegen die beiden Strecken außerhalb der Innenstrecke innerhalb einer Öffnung die „Außenstrecken" zu nennen.

α) Der Querschnitt C liegt in der Innenstrecke.

Nimmt bei der Bewegung der Einheitslast in der Öffnung l_k die Größe ζ der Reihe nach Werte im Intervall (0,1) an, so liegen die Momentennullpunkte J_x und K_x stets in den Außenstrecken, so daß in allen Querschnitten C, die in der Innenstrecke liegen, nur positive Biegungsmomente entstehen können. Soll das positive Biegungsmoment möglichst groß werden, so muß man trachten, die Belastung außerhalb der Querschnittsöffnung so zu verteilen, daß in die Stütze $(K-1)$ ein positives Moment $M_{k-1,\,k}$ und in die Stütze K ein negatives Moment $M_{k,\,k-1}$ eingeleitet wird. Aus der Form der Einflußlinien dieser beiden Stützenmomente ergibt sich aber, daß zu

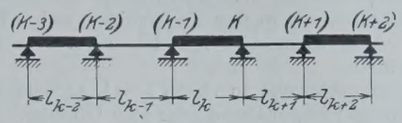


Abb. 19.

diesem Zwecke die Öffnungen l_{k-2}, l_{k-4}, ... bezw. l_{k+2}, l_{k+4} ... zu belasten, die Öffnungen l_{k-1}, l_{k-3}, ... bezw. l_{k+1}, l_{k+3} ... zu entlasten sind (Abb. 19).

Die entgegengesetzte Belastung des Trägers ergibt die kleinsten Biegungsmomente.

β) Der Querschnitt C liege in einer der Außenstrecken.

Liegt der Querschnitt C in der linken Außenstrecke der k^{ten} Öffnung (Abb. 20), so fällt der Momentennullpunkt J_x dann mit dem Punkte C zusammen, wenn sich die Last 1 in einem bestimmten Ab-

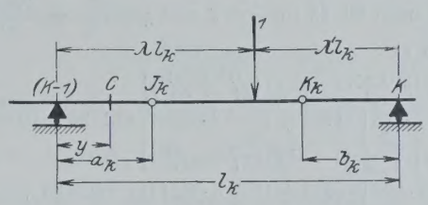


Abb. 20.

stande $\lambda\, l_k$ befindet. Für alle Laststellungen $\zeta < \lambda$ liegen die Momentennullpunkte links von C, so daß im Punkte C positive Biegungsmomente entstehen. Bei allen Laststellungen $\zeta > \lambda$ liegen hingegen die Momentennullpunkte rechts von C, und es entstehen negative Biegungsmomente.

Um also in einem Punkte C der linken Außenstrecke das größte Biegungsmoment zu erzeugen, belastet man die Öffnung längs der Strecke $\lambda\, l_k$ und entlastet sie längs der Strecke $\lambda' l_k$.

Alle übrigen Öffnungen sind nach den vorigen Betrachtungen wieder abwechselnd zu belasten und zu entlasten in der Weise, daß

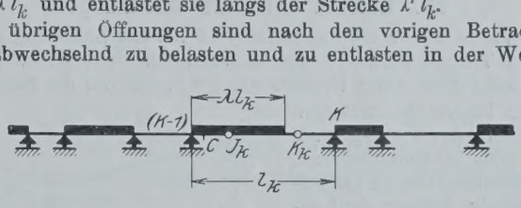


Abb. 21.

sich an den entlasteten Teil der Öffnung l_k eine belastete, an den belasteten Teil eine entlastete Öffnung anschließt (Abb. 21).

Entsprechendes gilt für den Fall, daß der Querschnitt C in der rechten Außenstrecke sich befindet (Abb. 22).

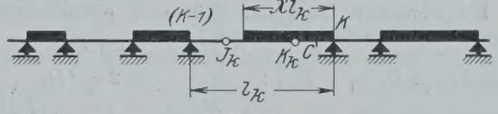


Abb. 22.

Wir schreiten nun zur Berechnung des in der Theorie der durchlaufenden Träger sehr verwendbaren Wertes λ.

Der Querschnitt C liege in der linken Außenstrecke; es gilt dann zur Bestimmung des Wertes λ gemäß Gl. 52′ die Beziehung:

$$\left(\chi' - \varepsilon_k^{(k-1)}\right)\psi_r - \left(\chi + \varepsilon_k^{(k)}\right)\psi_l + \lambda'\chi = 0$$

oder mit Zuhilfenahme der Gl. 9:

$$-\left(\chi' - \varepsilon_k^{(k-1)}\right)\lambda\lambda' - \left(\chi + \varepsilon_k^{(k)}\right)\lambda^2 + \chi = 0$$

oder, wenn diese Gleichung nach fallenden Potenzen von λ geordnet wird,

$$(56) \qquad \left(\chi - \chi' + \varepsilon_k^{(k-1)} + \varepsilon_k^{(k)}\right)\lambda^2 + \left(\chi' - \varepsilon_k^{(k-1)}\right)\lambda - \chi = 0.$$

Diese in λ quadratische Gleichung bestimmt durch Variation der Größe χ bezw. χ' die allen Punkten der linken Außenstrecke zugeordneten Werte λ.

Ähnlich bestimmt die Gleichung

(56a) $$(\chi' - \chi - \varepsilon_k^{(k-1)} - \varepsilon_k^{(k)})\,\lambda'^2 + (\chi + \varepsilon_k^{(k)})\,\lambda' - \chi' = 0$$

durch Variation der Größe χ bezw. χ' die allen Punkten der rechten Außenstrecke zugeordneten Werte λ'.

Für Querschnitte, die in den Festpunkten selbst liegen, ist $\lambda = 1$ bezw. $\lambda' = 1$. Man kann also aus Gl. 56 u. 56a alle Festpunktabstände berechnen.

Setzt man beispielsweise in Gl. 56 $\lambda = 1$, so bestimmt χ den Abstand a_k des linken Festpunktes J_k der k^{ten} Öffnung. In der Tat wird mit $\lambda = 1$ aus Gl. 56

$$\varepsilon_k^{(k)} = 0$$

und daher nach Gl. 48

$$\chi\, l_k = a_k = \frac{2\,\gamma_{k-1}^{(k)} + \gamma_k^{(k)}}{3\,(\gamma_{k-1}^{(k)} + \gamma_k^{(k)})} \cdot l_k$$

in Übereinstimmung mit Gl. 36.

6. Zahlenbeispiel.

Für einen Querschnitt, der im linken Festpunkte der 2. Öffnung des in den vorigen Beispielen behandelten Tragwerkes liegt, möge der zugeordnete Wert von λ berechnet werden.

Es sind nach Gl. 48 für $k = 2$ und $\chi = \frac{a_2}{l_2} = \frac{10{,}85}{50} = 0{,}217$ die Koeffizienten ε:

$$\varepsilon_2^{(1)} = 2\,\nu_2\,[\gamma_1^{(1)} + (1 - 3\,\chi)\,(\gamma_1^{(1)} + \gamma_2^{(1)})]$$
$$= 2 \cdot 0{,}8\,[0{,}1734 + (1 - 3 \cdot 0{,}217)\,(0{,}1734 - 0{,}0463)] = 0{,}349$$
$$\varepsilon_2^{(2)} = 2\,\nu_2\,[\gamma_1^{(2)} + (1 - 3\,\chi)\,(\gamma_1^{(2)} + \gamma_2^{(2)})]$$
$$= 2 \cdot 0{,}8\,[0{,}0463 + (1 - 3 \cdot 0{,}217)\,(-0{,}0463 + 0{,}1794)] = 0$$
$$\varepsilon_2^{(3)} = 2\,\nu_2\,[\gamma_1^{(3)} + (1 - 3\,\chi)\,(\gamma_1^{(3)} + \gamma_2^{(3)})]$$
$$= 2 \cdot 0{,}8\,[0{,}0119 + (1 - 3 \cdot 0{,}217)\,(0{,}0119 - 0{,}0463)] = 0.$$

Nach Gl. 56 wird

$$(0{,}217 - 0{,}783 + 0{,}349)\,\lambda^2 + (0{,}783 - 0{,}349)\,\lambda - 0{,}217 = 0$$

oder $$\lambda^2 - 2\,\lambda + 1 = (\lambda - 1)^2 = 0$$

woraus $$\lambda = +1 \text{ folgt.}$$

VII. Einfluß der Stützensenkungen.

Es wurde bisher vorausgesetzt, daß bei der Belastung des durchlaufenden Trägers alle Stützen unwandelbar fest seien. Senkt sich jedoch aus irgend einer Ursache die k^{te} Stütze um die Strecke d_k, so wird der Träger sich auf eine ganz andere Art verbiegen als bei unwandelbar festen Stützen.

Es entstehen schon bei verhältnismäßig kleinen Senkungen einer Stütze wesentlich andere Biegungsmomente, deren Berechnung uns jetzt beschäftigen soll.

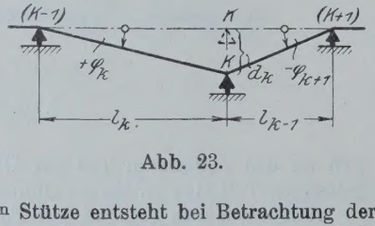


Abb. 23.

Durch die Senkung der k^{ten} Stütze entsteht bei Betrachtung der Abb. 23 in der K^{ten} Öffnung der positive Stabdrehwinkel φ_k und in der $(k+1)^{\text{ten}}$ Stütze der negative Stabdrehwinkel φ_{k+1}.

Die bei normaler Lage der Stütze K entstehenden Stützenmomente der unbelasteten Öffnungen l_k und l_{k+1}

$$M_{k-1,k} = 2\,\nu_k\,(2\,D_{k-1} + D_k)\,; \qquad M_{k,k-1} = 2\,\nu_k\,(D_{k-1} + 2\,D_k);$$
$$M_{k+1,k} = 2\,\nu_{k+1}\,(2\,D_{k+1} + D_k)$$

verwandeln sich nun in die Biegungsmomente

$$(57) \quad \begin{cases} M_{k-1,k} = 2\,\nu_k \quad (2\,D_{k-1} + D_k) - 6\,W_k\,\Phi_k \\ M_{k,k-1} = 2\,\nu_k \quad (D_{k-1} + 2\,D_k) - 6\,W_k\,\Phi_k \\ M_{k+1,k} = 2\,\nu_{k+1}\,(D_k + 2\,D_{k+1}) - 6\,W_{k+1}\,\Phi_{k+1}, \end{cases}$$

wobei

$$(58) \qquad \Phi_k = +E\,\frac{d_k}{l_k} \quad \text{und} \quad \Phi_{k+1} = -E\,\frac{d_k}{l_k}.$$

In Gl. 57 erscheinen die Momente $6\,W_k\,\Phi_k$ bezw. $6\,W_{k+1}\,\Phi_{k+1}$ an jenen Stellen, wo sonst die Hilfsmomente $m_{k-1,k}$, $m_{k,k-1}$ bezw. $m_{k+1,k}$ aufzutreten pflegen. Ähnlich wie wir die Hilfsmomente m als Belastungsgrößen aufgefaßt haben, werden diese hier durch die Momente $6\,W_k\,\Phi_k$ bezw. $6\,W_{k+1}\,\Phi_{k+1}$ dargestellt.

Weichen mehrere Stützen von der normalen Lage ab (Abb. 24), so entsteht in der

$(k-1)^{\text{ten}}$ Öffnung der Stabdrehwinkel $\Phi_{k-1} = E\,\frac{d_{k-1} - d_{k-2}}{l_{k-1}}$

k „ „ „ „ $\Phi_k = E\,\frac{d_k - d_{k-1}}{l_k}$

$(k+1)$ „ „ „ „ $\Phi_{k+1} = E\,\frac{d_{k+1} - d_k}{l_{k+1}}$

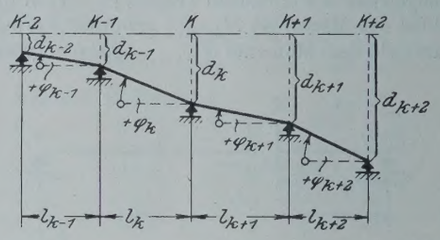


Abb. 24.

usw. Diese Stabdrehwinkel hat man dann in die Gleichungen für die Stützenmomente

$$M_{k-2,k-1} = 2\,\nu_{k-1}\,(D_{k-1} + 2\,D_{k-2}) - 6\,W_{k-1}\,\Phi_{k-1}$$
$$M_{k-1,k} = 2\,\nu_k\,(D_{k-1} + 2\,D_k) - 6\,W_k\,\Phi_k$$
$$M_{k,k+1} = 2\,\nu_{k+1}\,(2\,D_k + D_{k+1}) - 6\,W_{k+1}\,\Phi_{k+1}$$

usw. einzuführen.

7. Zahlenbeispiel. (Abb. 25.)

Die Stütze 1 des in den vorigen Beispielen behandelten Tragwerks habe sich um 5 cm gesenkt. Man berechne die durch diese Senkung entstehenden Biegungsmomente.

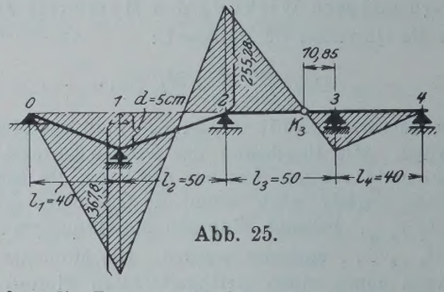


Abb. 25.

Es entstehen die Zusatzmomente:
für die 1. Öffnung (freiaufliegend!)

$$-3\,W_1\,\Phi_1 = -3\,\frac{E\,J\,d_1}{l_1^2} = -\frac{3 \cdot 0{,}2313 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 0{,}05}{40^2} = -303 \text{ tm}$$

für die 2. Öffnung (eingespannt!)

$$-6\,W_2\,\Phi_2 = +6\,\frac{E\,J\,d_1}{l_2^2} = +\frac{6 \cdot 0{,}2313 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 0{,}05}{50^2} = +582 \text{ tm.}$$

Diese Zusatzmomente werden als Belastungsglieder aufgefaßt, und man erhält: $M_1 = 303 - 582 = -279$ tm; $M_2 = -582$ tm.

Die Drehmaße der Stützenquerschnitte sind:

$$D_1 = \gamma_1^{(1)}\,M_1 + \gamma_1^{(2)}\,M_2 = -0{,}1734 \cdot 279 + 0{,}0463 \cdot 582 = -21{,}6 \text{ tm}$$
$$D_2 = \gamma_2^{(1)}\,M_1 + \gamma_2^{(2)}\,M_2 = +0{,}0463 \cdot 279 - 0{,}1794 \cdot 582 = -91{,}3 \text{ tm.}$$

Die Querschnitte über den Stützen 1 u. 2 drehen sich daher bei der Senkung entgegengesetzt dem Sinne des Uhrzeigers.

Die Stützenmomente sind

an der Stütze 1

$$M_{1,0} = 3\,D_1 - 3\,W_1\,\Phi_1 = 3\,(-21{,}6) - 303 = -367{,}8 \text{ tm (Zugzone unten)}$$

an der Stütze 2

$$M_{2,1} = 2\,\nu_2\,(D_1 + 2\,D_2) - 6\,W_2\,\Phi_2 = 2 \cdot 0{,}8\,(-21{,}6 - 2 \cdot 91{,}3) + 582$$
$$= +255{,}28 \text{ tm (Zugzone oben)}$$

an der Stütze 3

$$M_{3,4} = M_{2,1} \cdot \frac{b_3}{l_3} = 255{,}28 \cdot \frac{10{,}85}{50} = 55{,}5 \text{ tm (Zugzone unten).}$$

VIII. Die Durchbiegung durchlaufender Träger.

Man berechnet die Durchbiegung durchlaufender Träger insbesondere anläßlich der Belastungsprobe des Tragwerks, um die gemessene Durchbiegung mit der berechneten vergleichen zu können und ferner auch noch bisweilen zur Bestimmung der Überhöhung der Eisenbahnbrücken, die um ein solches Maß vorgenommen wird, daß

das Gleis unter der Wirkung der Eigenlast vermehrt um die Hälfte der zufälligen Last eine wagerechte Lage einnimmt.

Allerdings darf in allen diesen Fällen der Einfluß der Schubkräfte nicht vernachlässigt werden, wenn man einigermaßen zutreffende Ergebnisse erzielen will, doch kann dieser Beitrag zur Durchbiegung nach sehr einfachen Formeln zusätzlich berechnet werden. Ich verweise hierzu auf das Werk von Prof. Dr. W. Ritter „Anwendungen der graphischen Statik", 3. Teil, Seite 4, 18 u. 65.

Wir schreiten nun zur Berechnung der Durchbiegung d eines Tragwerks infolge Einflusses der Biegungsmomente.

Vorerst möge die Berechnung der Durchbiegung eines beliebig belasteten einfachen Trägers AB auf zwei Stützen im veränderlichen Abstande y vom Punkte A durchgeführt werden. $\mathfrak{M}_y$ sei das Biegungsmoment an dieser Stelle.

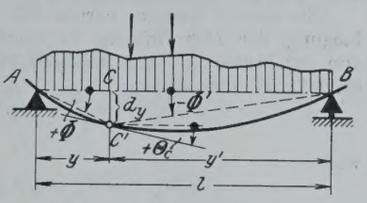


Abb. 26.

Ich fasse (Abb. 26) den einfachen Träger AB als einen durchlaufenden Träger auf drei Stützen A, C und B auf, dessen Stütze C sich um die fragliche Durchbiegungsstrecke d_y gesenkt hat, und dessen Stützenmoment im Punkte C gleich ist dem gegebenen Biegungsmoment $\mathfrak{M}_y$.

Es entsteht dann in der Öffnung y das positive Stabdrehmaß $\Phi = +E \cdot \frac{d_y}{y}$ und in der Öffnung y' das negative Stabdrehmaß $\Phi' = -E \cdot \frac{d_y}{y}$.

Bei dieser Auffassung bestehen dann gleichzeitig die Gleichungen

$$\begin{cases} M_{C,A} = -\mathfrak{M}_y = 3\,W_y\,\Theta_c - 3\,W_y\,\Phi + m'_{C,A} \\ M_{C,B} = +\mathfrak{M}_y = 3\,W_{y'}\,\Theta_c - 3\,W_{y'}\,\Phi' + m'_{C,B} \end{cases}$$

und nach Division der 1. Gleichung durch $3\,W_y$ bezw. der 2. Gleichung durch $3\,W_{y'}$ erhält man das Gleichungspaar

$$\begin{cases} \Theta_c - E \cdot \frac{d_y}{y} = \Psi_A \\ \Theta_c + E \cdot \frac{d_y}{y'} = \Psi_B \end{cases}$$

wobei

$$(59) \qquad \Psi_A = \frac{-\mathfrak{M}_y - m'_{C,A}}{3\,W_y} \quad \text{und} \quad \Psi_B = \frac{\mathfrak{M}_y - m'_{C,B}}{3\,W'_y}$$

ist und wodurch die beiden unbekannten, auf den Punkt C bezogenen Größen Θ_c [= die mit dem Elastizitätsmaß E multiplizierte Verdrehung des Querschnittes im Punkte C] und d_y [= die Durchbiegungsstrecke im Punkte C] bekannt werden.

Man erhält auf diese Weise zur Bestimmung der Verdrehung des Querschnittes C die Gleichung

$$(60) \qquad \Theta_c = \frac{y\,\Psi_A + y'\,\Psi_B}{l}$$

und zur Bestimmung der Durchbiegung die Gleichung

$$(61) \qquad d_y = \frac{y\,y'}{E\,l}\,(\Psi_B - \Psi_A).$$

Ist der Träger im Punkte A teilweise eingespannt, in B hingegen frei drehbar gelagert, dann besteht, wenn M_y das Biegungsmoment des statisch unbestimmten Systems bedeutet, das Gleichungssystem

$$M_{C,A} = -M_y = 2\,W_y\,\Theta_A + 4\,W_y\,\Theta_c - 6\,W_c\,\Phi + m_{C,A}$$
$$M_{C,B} = +M_y = 3\,W_{y'}\,\Theta_c - 3\,W_{y'}\,\Phi' + m'_{C,B}$$

oder

$$\begin{cases} \Theta_c - \frac{3}{2} \cdot \frac{E}{y} \cdot d_y = \Psi_A \\ \Theta_c + \frac{E}{y'} \cdot d_y = \Psi_B \end{cases}$$

wobei

$$(62) \qquad \Psi_A = -\frac{M_y + 2\,W_y\,\Theta_A + m_{C,A}}{4\,W_y} \qquad \Psi_B = \frac{M_y - m'_{C,B}}{3\,W_{y'}}.$$

Man erhält daraus das unbekannte Drehmaß

$$\Theta_C = \frac{2\,y\,\Psi_A + 3\,y'\,\Psi_B}{2\,y + 3\,y'}$$

und die unbekannte Durchbiegung

$$(63) \qquad d_y = \frac{2\,y\,y'}{(2\,y + 3\,y')\,E}\,(\Psi_B - \Psi_A).$$

Die Gl. 62 u. 63 gelten auch für vollkommene Einspannung des Trägers am Auflager A, wenn in Gl. 62 das Drehmaß $\Theta_A = 0$ gesetzt wird.

Ist der Träger in B teilweise eingespannt, in A frei drehbar gelagert, so gelten die Gleichungen

$$(64) \qquad \Theta_C = \frac{3\,y\,\Psi_A + 2\,y'\,\Psi_B}{3\,y + 2\,y'}$$

$$(65) \qquad d_y = \frac{2\,y\,y'}{(3\,y + 2\,y')\,E}\,(\Psi_B - \Psi_A)$$

wobei

$$(66) \qquad \Psi_A = -\frac{M_y + m'_{C,A}}{3\,W_y}, \qquad \Psi_B = \frac{M_y - 2\,W_{y'}\,\Theta_B - m_{C,B}}{4\,W_{y'}} \text{ ist.}$$

Ist der Träger in A und B teilweise eingespannt, so ist

$$(67) \qquad \begin{cases} \Psi_A = -\frac{M_y + 2\,W_y\,\Theta_A + m_{C,A}}{4\,W_y} \quad \text{und} \\ \Psi_B = \frac{M_y - 2\,W_{y'}\,\Theta_B - m_{C,B}}{4\,W_{y'}}. \end{cases}$$

Das Drehmaß wird:

$$(68) \qquad \Theta_C = \frac{y\,\Psi_A + y'\,\Psi_B}{l}$$

und die Durchbiegungsstrecke

$$(69) \qquad d_y = \frac{2\,y\,y'}{3\,E\,l}\,(\Psi_A - \Psi_B).$$

Beispielsweise ist für $y' = l$ und $y = 0$: $M_y = M_{A,B}$, $m_{C,B} = m_{A,B}$

$$W_{y'} = W, \quad \Theta_C = \Theta_A = \Psi_B = \frac{M_{A,B} - 2\,W\,\Theta_B - m_{A,B}}{4\,W}$$

und man gelangt so zu der bekannten Gleichung für das Einspannmoment im Punkte A

$$M_{A,B} = 4\,W\,\Theta_A + 2\,W\,\Theta_B + m_{A,B}.$$

Insbesondere hat man in den Gl. 67 bei vollkommener Einspannung des Trägers in den Punkten A und B $\Theta_A = \Theta_B = 0$ zu setzen.

Beispielsweise ist die größte Durchbiegung eines einfachen Trägers AB, der in der Mitte mit der Einzellast P belastet ist, folgendermaßen zu berechnen:

$$\mathfrak{M}_y = \frac{1}{4} \cdot P\,l; \quad m'_{C,A} = m'_{C,B} = 0; \quad \Psi_A = -\Psi_B = -\frac{\mathfrak{M}_y}{3\,W_y}$$
$$= -\frac{P \cdot \frac{l}{4} \cdot \frac{l}{2}}{3\,J} = -P \cdot \frac{l^2}{24\,J};$$
$$d_y = \frac{2\,\Psi_B\,y\,y'}{E\,l} = 2\,P \cdot \frac{l^2}{24\,J} \cdot \frac{l^2}{4} \cdot \frac{1}{E\,l} = P \cdot \frac{l^3}{48\,E\,J}$$

oder eines einfachen Trägers AB, der mit der gleichförmigen Last von A bis B belastet ist:

$$\mathfrak{M}_y = \frac{1}{8} \cdot p\,l^2 \quad m'_{C,A} = -m'_{C,B} = \frac{p\left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{p\,l^2}{32};$$
$$\Psi_A = -\Psi_B = -\frac{p \cdot \frac{l^2}{8} + p \cdot \frac{l^2}{32}}{3\,J} \cdot \frac{l}{2} = -\frac{5\,p\,l^3}{192\,J};$$
$$d_y = \frac{2\,\Psi_B\,y\,y'}{E\,l} = \frac{+2}{E\,l} \cdot \frac{5\,p\,l^3}{192\,J} \cdot \frac{l^2}{4} = \frac{5\,p\,l^4}{384\,E\,J}.$$

Erwähnenswert ist noch der Kragträger (Abb. 27).

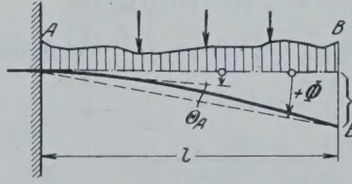


Abb. 27.

$\mathfrak{M}_A$ sei das Kragmoment. Ich fasse den Kragträger als einen im Punkte A teilweise eingespannten, im Punkte B frei drehbar gelagerten Balken auf zwei Stützen auf, bei dem das Einspannmoment in A gleich ist dem Kragmoment $\mathfrak{M}_A$ und bei dem sich die Stütze B um die Durchbiegungsstrecke d gesenkt hat.

Es entsteht bei dieser Auffassung das positive Stabdrehmaß $\Phi = +E \cdot \frac{d}{l}$, und man gelangt zur Gleichung

$$M_{A,B} = \mathfrak{M}_A = 3\,W\,\Theta_A - 3\,W\,\Phi + m'_{A,B},$$

aus der sich unmittelbar

$$\Phi = E \cdot \frac{d}{l} = (-\mathfrak{M}_A + m'_{A,B})\,\frac{1}{3\,W} + \Theta_A$$

oder die Durchbiegungsstrecke:

$$d = \frac{l^2}{3EJ}(-\mathfrak{M}_A + m'_{A,B}) + \frac{l}{E}\cdot\Theta_A$$

oder da $\Theta_A = E\,\tau_A$ ist

$$d = \frac{l^2}{3EJ}(-\mathfrak{M}_A + m'_{A,B}) + l\,\tau_A \tag{70}$$

ergibt.

Beispielsweise ist für einen Kragträger AB, der im Punkte A vollkommen eingespannt ist und im Punkte B die Last P trägt:

$\mathfrak{M}_A = -Pl$; $m'_{A,B} = 0$; $\tau_A = 0$ und daher

$$d = \frac{l^2}{3EJ}\cdot Pl = P\cdot\frac{l^3}{3EJ}.$$

8. Zahlenbeispiel.

Eine Spannweite von 6 m (Abb. 28) wird durch drei nebeneinander liegende I-Träger N P 36 ($J_1 = 19\,766$ cm⁴) in gleichen Abständen von 1 m überdeckt. In der Mitte sind die Träger durch einen Querträger N P 20 ($J_2 = 2162$ cm⁴) verbunden. Welche Last P darf man an der mittleren Kreuzungsstelle E anbringen, wenn die Spannung σ an keiner Stelle 1000 kg/cm² überschreiten soll. Vom Eigengewicht der Träger darf abgesehen werden.

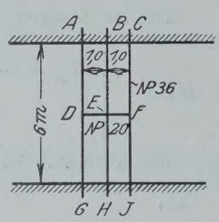


Abb. 28.

Von der fraglichen Last P überträgt sich ein Anteil P_1 auf den Querträger DF und der andere Anteil $P_2 = P - P_1$ auf den mittleren Hauptträger BH. In D und F werden demnach vom Querträger DF auf die Hauptträger AG und CJ je ein Auflagerdruck $= \frac{P_1}{2}$ übertragen.

Es ist: $M_{DA} = 3W_1\Phi_{DA} = \frac{1}{4}\cdot P_1 l_1$; die Senkung des Punktes D ist: $E d_D = \Phi_{DA}\cdot l_1 = P_1\cdot\frac{l_1^2}{12W_1}$; $M_{ED} = 3W_2\Phi_{ED} = \frac{1}{2}\cdot P_1 l_2$; die relative Senkung des Punktes E in bezug auf Punkt D ist: $E d_E' = \Phi_{ED} l_2 = P_1\cdot\frac{l_2^2}{6W_2}$; die absolute Senkung des Punktes E ist: $E d_E = E d_D + E d_E' = \frac{1}{12}\cdot P_1\left[\frac{l_1^2}{W_1} + \frac{2l_2^2}{W_2}\right]$, $M_{EB} = 3W_1\Phi_{EB} = \frac{1}{2}\cdot P_2 l_1$. Man erhält durch Gleichsetzung der beiden gefundenen Werte für $E d_E$: $\frac{1}{12}\cdot P_1\left[\frac{l_1^2}{W_1} + \frac{2l_2^2}{W_2}\right] = \frac{1}{6W_1}P_2 l_1^2$ oder in anderer Darstellung mit Hilfe der Beziehungen: $W_1 = \frac{J_1}{l_1}$ und $W_2 = \frac{J_2}{l_2}$:

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{1}{0{,}5 + \left(\frac{l_2}{l_1}\right)^2\frac{J_1}{J_2}}.$$

In unserem Zahlenbeispiel ist $\frac{P_1}{P_2} = \frac{1}{0{,}5 + \left(\frac{1}{3}\right)^2\frac{19\,766}{2162}} = \frac{1}{0{,}838}$.

Für den mittleren Hauptträger BH ist $M_{EB} = \frac{1}{2}\cdot P_2 l_1 = \sigma\cdot\frac{J_1}{e_1}$

und daher $P_2 = \frac{2\cdot 1000\cdot 19\,766}{18\cdot 300} = 7\,300$ kg

$P_1 = \frac{1}{0{,}838}\cdot 7300 = 8\,700$ „

$P = P_1 + P_2 = 16\,000$ kg.

Für den Querträger DF ist $M_{ED} = \frac{1}{2}\cdot P_1 l_2 = \sigma\cdot\frac{J_2}{e_2}$ und daher

$P_1 = \frac{2\cdot 1000\cdot 2162}{10\cdot 100} = 4324$ kg

$P_2 = 0{,}838\cdot 4324 = 3650$ „

$P = P_1 + P_2 = 8000$ kg.

Die äußeren Hauptträger kommen infolge der sichtlich geringen Beanspruchung nicht in Frage.

Die aufzubringende Last darf wegen des schwachen Querträgers nur 8000 kg betragen.

Wir fanden die Senkung im Punkte E mit $d_E = \frac{P_2 l_1^2}{6W_1 E}$, die Durchbiegung des Tragwerks ist daher im Punkte E bei einem Elastizitätsmaß $E = 2150$ t/cm²

$$d_E = \frac{3650\cdot 300^2}{6\cdot 19\,766\cdot 2\,150\,000} = 0{,}39 \text{ cm}.$$

(Vergl. die Lösung dieser Aufgabe mit Hilfe des Begriffes der Formänderungsarbeit in dem Werke „Vorlesungen über technische Mechanik“ von Prof. Dr. Aug. Föppl, III. Bd., S. 187.)

IX. Einflußlinien für die Durchbiegungen durchlaufender Träger.

In allen Fällen, in denen eine wechselnde Belastung (bewegter Eisenbahnzug) zu berücksichtigen ist, empfiehlt es sich, die Einflußlinie für die Durchbiegung der gewünschten Trägerstelle zu zeichnen.

Zu diesem Zwecke berufe ich mich zur Berechnung der Durchbiegung der k^{ten} Öffnung in einem im veränderlichen Abstande y von der Stütze $(K-1)$ entfernten Punkte C auf die Formeln 67 u. 69 (S. 581), die hier lauten:

$$E d_{k_y} = \frac{2}{3}\cdot\frac{y\,y'}{l_k}(\psi_B - \psi_A),$$

wobei

$$\psi_A = \frac{-M_y - 2W_{k_y}\Theta_{k-1} - m_{c,k-1}}{4W_{k_y}};$$

$$\psi_B = \frac{M_y - 2W_{k_{y'}}\Theta_k - m_{c,k}}{4W_{k_{y'}}}.$$

Mit Einführung der Bezeichnungen $\chi = \frac{y}{l_k}$ und $\chi' = 1 - \chi$ erhält man: $\psi_B - \psi_A = \frac{1}{4W_k}\cdot[M_y - 2\nu_k D_k + 2\nu_k D_{k-1} - \chi' m_{c,k} + \chi m_{c,k-1}]$

und es wird

$$\left\{\begin{aligned} E d_{k_y} &= \frac{\chi\chi' l_k}{6W_k}\\ &\cdot[M_y - 2\nu_k(D_k - D_{k-1}) - \chi' m_{c,k} + \chi m_{c,k-1}]. \end{aligned}\right. \tag{71}$$

α) Die beiden Abschnitte der Einflußlinie außerhalb der Querschnittsöffnung l_k.

Hier ist $m_{c,k} = m_{c,k-1} = 0$, weil die Einheitslast außerhalb der Querschnittsöffnung sich bewegt.

Das Biegungsmoment in einem im Abstande y von der Stütze $(K-1)$ entfernten Punkte C ist nach Gl. 46

$$M_y = 2\nu_k[(2-3\chi)D_{k-1} + (1-3\chi)D_k]$$

und man erhält aus Gl. 71 die Durchbiegungsgleichung

$$E d_{k_y} = \frac{\chi\chi' l_k}{W_1}(\chi' D_{k-1} - \chi D_k).$$

Mit Berücksichtigung der Entwicklungsgleichung 34 für die Drehmaße D und mit den Substitutionen:

$$\left\{\begin{aligned} \delta_k^{(1)} &= \chi\chi'[\chi'\gamma_{k-1}^{(1)} - \chi\gamma_k^{(1)}]\\ \delta_k^{(2)} &= \chi\chi'[\chi'\gamma_{k-1}^{(2)} - \chi\gamma_k^{(2)}]\\ &\cdots\cdots\cdots\cdots\\ \delta_k^{(n-1)} &= \chi\chi'[\chi'\gamma_{k-1}^{(n-1)} - \chi\gamma_k^{(n-1)}] \end{aligned}\right. \tag{72}$$

erhält man die Durchbiegung mittels der übersichtlichen Gleichung

$$\left\{\begin{aligned} d_{k_y} = \frac{l_k}{EW_1}[&\delta_k^{(1)}M_1 + \delta_k^{(2)}M_2 + \ldots + \delta_k^{(i-1)}M_{i-1}\\ &+ \delta_k^{(i)}M_i + \ldots + \delta_k^{(n-1)}M_{n-1}]. \end{aligned}\right. \tag{73}$$

Den innerhalb der i^{ten} Öffnung verlaufenden Zweig der Einflußlinie für die Durchbiegung eines in der k^{ten} Öffnung gelegenen Punktes findet man daher zufolge Gl. 73 aus

$$d_{k_y} = \frac{l_k}{EW_1}[\delta_k^{(i-1)}M_{i-1} + \delta_k^{(i)}M_i]$$

und da

$$M_{i-1} = -m_{i-1,i} = -l_i\psi_r \quad\text{und}\quad M_i = -m_{i,i-1} = -l_i\psi_l$$

ist, so wird

$$d_{k_y} = -\frac{l_i l_k}{EW_1}[\delta_k^{(i-1)}\psi_r + \delta_k^{(i)}\psi_l]. \tag{74}$$

Durch entsprechende Variation der beiden Indizes i und k, sowie von χ bezw. χ' erhält man alle Einflußlinienzweige außerhalb der Querschnittsöffnungen.

Für $i = 1$ und $i = n$ erscheinen die in Gleichungsgruppe 72 nicht vorgesehenen Koeffizienten $\delta_k^{(o)}$ und $\delta_k^{(n)}$, doch erkennt man aus der Entwicklungsgleichung 73, daß diese Koeffizienten gleich Null sein müssen.

β) Abschnitt der Einflußlinie innerhalb der Querschnittsöffnung l_k vom Punkte $(K-1)$ bis C.

Hier ist $m_{c,k}=0$ und nach Gl. 51

$$M_y=(\chi'-\varepsilon_k^{(k-1)})\,m_{k-1,k}^{(l)}-(\chi+\varepsilon_k^{(k)})\,m_{k,k-1}^{(l)}+\zeta^{(l)}\chi' l_k.$$

Ferner ist

$$D_k-D_{k-1}=-(\gamma_k^{(k-1)}-\gamma_{k-1}^{(k-1)})\,\psi_r-(\gamma_k^{(k)}-\gamma_{k-1}^{(k)})\psi_l$$

und nach Gl. 71 mit Berücksichtigung der Gleichungsgruppe 48 wird mit den Bezeichnungen

$$(75)\qquad \begin{cases}\vartheta_r^{(l)}=(1-6\,\nu_k\gamma_{k-1}^{(k-1)})\,\chi'+6\,\nu_k\gamma_k^{(k-1)}\chi\\ \vartheta_l^{(l)}=(\chi'-6\,\nu_k\gamma_k^{(k)})\,\chi+6\,\nu_k\gamma_{k-1}^{(k)}\chi'\end{cases}$$

die Durchbiegung

$$(76)\qquad d_{k_y}^{(l)}=\frac{y\,y'}{6\,E\,\nu_k\,W_1}\left[\vartheta_r^{(l)}\,\psi_r-\vartheta_l^{(l)}\,\psi_l+\zeta\chi'\right]$$

Durch entsprechende Variation von ψ_r, ψ_l, ζ, χ und χ' erhält man für alle Punkte der k^{ten} Öffnung den linken Zweig der Einflußlinie für die Durchbiegung.

γ) Abschnitt der Einflußlinie innerhalb der Querschnittsöffnung l_k vom Punkte C bis zur Stütze K.

Auf ähnliche Weise findet man

$$(77)\qquad d_{k_y}^{(r)}=\frac{y\,y'}{6\,E\,\nu_k\,W_1}\left[\vartheta_r^{(r)}\,\psi_r-\vartheta_l^{(r)}\,\psi_l+\zeta'\chi\right]$$

wobei

$$(78)\qquad \begin{cases}\vartheta_r^{(r)}=(\chi-6\,\nu_k\gamma_{k-1}^{(k-1)})\,\chi'+6\,\nu_k\gamma_k^{(k-1)}\chi\\ \vartheta_l^{(r)}=(1-6\,\nu_k\gamma_k^{(k)})\,\chi+6\,\nu_k\gamma_{k-1}^{(k)}\chi'\ \text{ ist.}\end{cases}$$

δ) Durchbiegung der beliebig belasteten Öffnung l_k in einem ihrer Punkte C.

Man hat die Ergebnisse unter den Abschnitten β und γ sinngemäß zu addieren und findet so:

$$(79)\qquad \begin{cases}d_k=\dfrac{y\,y'}{6\,E\,J_k}\\ \cdot[\vartheta_r\,m_{k-1,k}-\vartheta_l\,m_{k,k-1}+\chi\,m_{c,k-1}-\chi'\,m_{c,k}+\mathfrak{M}_y]\end{cases}$$

wobei

$$(80)\qquad \begin{cases}\vartheta_r=(1-6\,\nu_k\gamma_{k-1}^{(k-1)})\,\chi'+6\,\nu_k\gamma_k^{(k-1)}\chi\\ \vartheta_l=(1-6\,\nu_k\gamma_k^{(k)})\,\chi+6\,\nu_k\gamma_{k-1}^{(k)}\chi'\end{cases}$$

A. Endfeld frei drehbar gelagert.

α) Zweige außerhalb der Querschnittsöffnung.

Bei $k=1$ geht man von Gl. 65 aus und findet

$$(81)\qquad \begin{cases}d_{1y}=\dfrac{\chi\chi'\,l_1}{6\,(2+\chi)\,E\,W_1}\\ \cdot[M_y\,(3+\chi)-6\,D_1+4\,\chi\,m'_{c,0}-3\,\chi'\,m_{c,1}]\end{cases}$$

Man hat hier $M_y=-3\,\chi\,D_1$; $m'_{c,0}=m_{c,1}=0$ und erhält mit den Bezeichnungen:

$$(82)\qquad \begin{cases}\vartheta_1^{(1)}=\dfrac{\chi\chi'}{2\,(2+\chi)}\,[\chi\,(3+\chi)+2]\,\gamma_1^{(1)}\\ \vartheta_1^{(2)}=\dfrac{\chi\chi'}{2\,(2+\chi)}\,[\chi\,(3+\chi)+2]\,\gamma_1^{(2)}\\ \cdots\cdots\cdots\cdots\\ \vartheta_1^{(n-1)}=\dfrac{\chi\chi'}{2\,(2+\chi)}\,[\chi\,(3+\chi)+2]\,\gamma_1^{(n-1)}\end{cases}$$

die Durchbiegung

$$(83)\qquad \begin{cases}d_{1y}=\dfrac{l_1}{E\,W_1}\,[\vartheta_1^{(1)}\,M_1+\vartheta_1^{(2)}\,M_2+\ldots+\vartheta_1^{(i-1)}\,M_{i-1}\\ \qquad+\vartheta_1^{(i)}\,M_i+\ldots+\vartheta_1^{(n-1)}\,M_{n-1}].\end{cases}$$

Den innerhalb der i^{ten} Öffnung verlaufenden Zweig der Einflußlinie für die Durchbiegung eines in der 1. Öffnung gelegenen Punktes findet man daher aus der Gleichung:

$$(84)\qquad d_{1y}=-\frac{l_1\,l_i}{E\,W_1}\left[\vartheta_1^{(i-1)}\,\psi_r+\vartheta_1^{(i)}\,\psi_l\right].$$

Für $i=n$ ist wieder $\vartheta_1^n=0$ zu setzen.

Bei $k=n$ ist mit den Substitutionen:

$$(85)\qquad \begin{cases}\vartheta_n^{(1)}=\dfrac{\chi\chi'}{2\,(2+\chi')}\,[\chi'\,(3+\chi')+2]\,\gamma_{n-1}^{(1)}\\ \vartheta_n^{(2)}=\dfrac{\chi\chi'}{2\,(2+\chi')}\,[\chi'\,(3+\chi')+2]\,\gamma_{n-1}^{(2)}\\ \cdots\cdots\cdots\cdots\\ \vartheta_n^{(n-1)}=\dfrac{\chi\chi'}{2\,(2+\chi')}\,[\chi'\,(3+\chi')+2]\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}\end{cases}$$

die Durchbiegung

$$(86)\qquad \begin{cases}d_{n_y}=\dfrac{l_n}{E\,W_1}\,[\vartheta_n^{(1)}\,M_1+\vartheta_n^{(2)}\,M_2+\ldots+\vartheta_n^{(i-1)}\,M_{i-1}\\ \qquad+\vartheta_n^{(i)}\,M_i+\ldots+\vartheta_n^{(n-1)}\,M_{n-1}].\end{cases}$$

Den innerhalb der i^{ten} Öffnung verlaufenden Zweig der Einflußlinie für die Durchbiegung in einem in der n^{ten} Öffnung gelegenen Punkte findet man daher aus der Gleichung:

$$(87)\qquad \vartheta_{n_y}=-\frac{l_i\,l_n}{E\,W_1}\left[\vartheta_n^{(i-1)}\,\psi_r+\vartheta_n^{(i)}\,\psi_l\right].$$

Für $i=1$ hat man $\vartheta_n^o=0$ zu setzen.

β) Der linke Zweig in den beiden Endfeldern.

Man findet bei $k=1$:

$$(88)\qquad \begin{cases}d_{1y}^{(l)}=\dfrac{\chi\chi'\,l_1}{6\,(2+\chi)\,E\,W_1}\Big\{\big[3\,(2+\chi\,\{3+\chi\})\,\gamma_1^{(1)}\\ \qquad-\chi\,(3+\chi)\big]\,m_{1,0}^{(l)}+4\,\chi\,m'_{c,0}+\chi'\,(3+\chi)\,l_1\,\zeta^{(l)}\Big\}\end{cases}$$

oder

$$(89)\qquad d_{1y}^{(l)}=\frac{y\,y'}{6\,(2+\chi)\,E\,W_1}\left[\vartheta_l^{(l)}\,\psi_l'+(3+\chi)\,\chi'\,\zeta\right]$$

wobei

$$(90)\qquad \vartheta_l^{(l)}=3\,\{[\chi\,(3+\chi)+2]\,\gamma_1^{(1)}-\chi\,\chi'\}.$$

Man findet bei $k=n$:

$$(91)\qquad \begin{cases}d_{n_y}^{(l)}=\dfrac{\chi\chi'\,l_n}{6\,(3-\chi)\,W_n}\Big\{\big[3\,\nu_n\,\{\chi'\,(\chi-4)-2\}\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}\\ \qquad+\chi'\,(4-\chi)\big]\,m_{n-1,n}^{\prime(l)}+3\,\chi\,m_{c,n-1}+(4-\chi)\,\chi'\,\zeta^{(l)}\,l_n\Big\}\end{cases}$$

oder

$$(92)\qquad d_{n_y}^{(l)}=\frac{y\,y'}{6\,(3-\chi)\,W_n}\left[\vartheta_r^{(l)}\,\psi'_r+3\,\chi^2\,\psi_l+(4-\chi)\,\chi'\,\zeta\right]$$

wobei

$$(93)\qquad \vartheta_r^{(l)}=\chi'\,(4-\chi)-3\,\nu_n\,[(4-\chi)\,\chi'+2]\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}.$$

γ) Der rechte Zweig in den beiden Endfeldern.

Man findet bei $k=1$:

$$(94)\qquad \begin{cases}d_{1y}^{(r)}=\dfrac{\chi\chi'\,l_1}{6\,(2+\chi)\,E\,W_1}\Big\{\big[3\,(2+\chi\,\{3+\chi\})\,\gamma_1^{(1)}\\ \qquad-\chi\,(3+\chi)\big]\,m_{1,0}^{\prime(r)}-3\,\chi'\,m_{c,1}+\chi\,(3+\chi)\,l_1\,\zeta'^{(r)}\Big\}.\end{cases}$$

oder

$$(95)\qquad d_{1y}^{(r)}=\frac{y\,y'}{6\,(2+\chi)\,E\,W_1}\left[\vartheta_l^{(r)}\,\psi_l'-3\,\chi'^2\,\psi_r+\chi\,(3+\chi)\,\zeta'\right]$$

wobei

$$(96)\qquad \vartheta_l^{(r)}=3\,[2+\chi\,(3+\chi)]\,\gamma_1^{(1)}-\chi\,(3+\chi).$$

Man findet bei $k=n$:

$$(97)\qquad \begin{cases}d_{n_y}^{(r)}=\dfrac{\chi\chi'\,l_n}{6\,(3-\chi)\,E\,W_n}\Big\{\big[\chi'\,(4-\chi)\\ \qquad-3\,\nu_n\,(\chi'\,\{4-\chi\}+2)\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}\big]\,m_{n-1,n}^{\prime(r)}-4\,\chi'\,m'_{c,n}\\ \qquad\qquad+(4-\chi)\,\chi\,l_n\,\zeta'\Big\}\end{cases}$$

oder

$$(98)\qquad d_{n_y}^{(r)}=\frac{y\,y'}{6\,(3-\chi)\,E\,W_n}\left[\vartheta_r^{(r)}\,\psi'_r+(4-\chi)\,\chi\,\zeta'\right],$$

wobei

$$(99)\qquad \vartheta_r^{(r)}=3\,\{\chi\chi'-\nu_n\left[\chi'\,(4-\chi)+2\right]\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}\}.$$

δ) Beliebige Vollbelastung der 1. Öffnung.

Man hat die Gl. 88 u. 94 sinngemäß zu addieren und findet

$$(100)\qquad \begin{cases}d_{1y}=\dfrac{y\,y'}{6\,(2+\chi)\,E\,J_1}\Big\{\big[3\,(2+\chi\,\{3+\chi\})\,\gamma_1^{(1)}\\ \qquad-\chi\,(3+\chi)\big]\,m'_{1,0}+4\,\chi\,m'_{c,0}-3\,\chi'\,m_{c,1}+(3+\chi)\,\mathfrak{M}_y\Big\}.\end{cases}$$

ε) **Beliebige Vollbelastung der n^{ten} Öffnung.**

Man hat die Gl. 91 u. 97 zu addieren und findet

$$(101)\quad \left\{\begin{aligned} d_{n_y} = \frac{y\,y'}{6\,(3-\chi)\,E\,J_n}\Big\{&\big[\chi'\,(4-\chi) \\ &-3\,\nu_n\,\big(\chi'\,\{4-\chi\}+2\big)\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}\big]\,m'_{n-1,\,n}+3\,\chi\,m_{c,\,n-1} \\ &-4\,\chi'\,m'_{c,\,n}+(4-\chi)\,\mathfrak{M}_y\Big\}. \end{aligned}\right.$$

B. Endfeld vollkommen eingespannt.

α) **Zweige außerhalb der Querschnittsöffnung.**

Bei $k=1$ findet man mit den Substitutionen

$$(102)\quad \left\{\begin{aligned} \delta_1^{(1)} &= -\,\chi^2\,\chi'\,\gamma_1^{(1)} \\ \delta_1^{(2)} &= -\,\chi^2\,\chi'\,\gamma_1^{(2)} \\ &\cdots\cdots\cdots \\ \delta_1^{(n-1)} &= -\,\chi^2\,\chi'\,\gamma_1^{(n-1)} \end{aligned}\right.$$

den in der i^{ten} Öffnung verlaufenden Zweig der Einflußlinie für die Durchbiegung in einem in der n^{ten} Öffnung gelegenen Punkte nach der Gleichung

$$(103)\quad d_{1y} = -\,\frac{l_1\,l_i}{E\,W_1}\Big[\delta_1^{(i-1)}\,\psi_r+\delta_1^{(i)}\,\psi_l\Big].$$

Ist $i=n$, so wird bei frei drehbarer Lagerung der Öffnung l_n:

$$(104)\quad d_{1y} = -\,\frac{l_1\,l_n}{E\,W_1}\cdot\delta_1^{(n-1)}\,\psi_r'$$

bei vollkommener Einspannung der Öffnung l_n:

$$(105)\quad d_{1y} = -\,\frac{l_1\,l_n}{E\,W_1}\cdot\delta_1^{(n-1)}\,\psi_r.$$

Bei $k=n$ findet man mit den Substitutionen

$$(106)\quad \left\{\begin{aligned} \delta_n^{(1)} &= \chi\,\chi'^2\,\gamma_{n-1}^{(1)} \\ \delta_n^{(2)} &= \chi\,\chi'^2\,\gamma_{n-1}^{(2)} \\ &\cdots\cdots\cdots \\ \delta_n^{(n-1)} &= \chi\,\chi'^2\,\gamma_{n-1}^{(n-1)} \end{aligned}\right.$$

den in der i^{ten} Öffnung verlaufenden Zweig der Einflußlinie für die Durchbiegung in einem in der n^{ten} Öffnung gelegenen Punkte nach der Gleichung

$$(107)\quad d_{n_y} = -\,\frac{l_i\,l_n}{E\,W_1}\Big[\delta_n^{(i-1)}\,\psi_r+\delta_n^{(l)}\,\psi_l\Big].$$

Ist $i=1$, so wird bei frei drehbarer Lagerung der Öffnung l_1:

$$(108)\quad d_{n_y} = -\,\frac{l_1\,l_n}{E\,W_1}\cdot\delta_n^{(1)}\,\psi_l'$$

bei vollkommener Einspannung der Öffnung l_1:

$$(109)\quad d_{n_y} = -\,\frac{l_1\,l_n}{E\,W_1}\cdot\delta_n^{(1)}\,\psi_l.$$

β) **Der linke Zweig in den beiden Endfeldern.**

Bei $k=1$ findet man

$$(110)\quad d_{1y}^{(l)} = \frac{y\,y'}{6\,E\,W_1}\Big[(\psi_r+\zeta)\,\chi'-\delta_l^{(l)}\,\psi_l\Big],$$

wobei

$$(111)\quad \delta_l^{(l)} = (\chi'-6\,\gamma_1^{(1)})\,\chi.$$

Bei $k=n$ findet man

$$(112)\quad d_{n_y}^{(l)}\,\frac{y\,y'}{6\,E\,\nu_n\,W_1}\Big[\delta_r^{(l)}\,\psi_r+\chi'\,(\zeta-\chi\,\psi_l)\Big],$$

wobei

$$(113)\quad \delta_r^{(l)} = \big(1-6\,\nu_n\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}\big)\,\chi'.$$

γ) **Der rechte Zweig in den beiden Endfeldern.**

Bei $k=1$ findet man die Durchbiegung

$$(114)\quad d_{1y}^{(r)} = \frac{y\,y'}{6\,E\,W_1}\big[(\chi'\,\psi_r+\zeta')\,\chi-\delta_l^{(r)}\,\psi_l\big]$$

wobei

$$(115)\quad \delta_l^{(r)} = \big(1-6\,\gamma_1^{(1)}\big)\,\chi.$$

Bei $k=n$ findet man

$$(116)\quad d_{n_y}^{(r)} = \frac{y\,y'}{6\,E\,\nu_n\,W_1}\big[\delta_r^{(r)}\,\psi_r+\chi\,(\zeta'-\psi_l)\big].$$

δ) **Beliebige Vollbelastung der 1. Öffnung.**

$$(117)\quad \left\{\begin{aligned} d_{1y} = \frac{y\,y'}{6\,E\,J_1}\Big\{&\big(m_{0,1}-m_{c,\,1}\big)\,\chi' \\ &+\big[m_{c,0}+\big(6\,\gamma_1^{(1)}-1\big)\,m_{1,0}\big]\,\chi+\mathfrak{M}_y\Big\}. \end{aligned}\right.$$

ε) **Beliebige Vollbelastung der n^{ten} Öffnung.**

$$(118)\quad \left\{\begin{aligned} d_{n_y} = \frac{y\,y'}{6\,E\,J_n}\Big\{&\big[\big(1-6\,\nu_n\,\gamma_{n-1}^{(n-1)}\big)\,m_{n-1,\,n}-m_{c,\,n}\big]\,\chi' \\ &+\big(m_{c,\,n-1}-m_{n,\,n-1}\big)\,\chi+\mathfrak{M}_y\Big\}. \end{aligned}\right.$$

9. Zahlenbeispiel. (Tafelbild 4.)

Darstellung der Einflußlinie für die Durchbiegung in der Mitte der 2. Öffnung des in den vorigen Beispielen behandelten Tragwerks.

Die Gleichungsgruppe 72 ergibt für $k=2$ und $\chi=\chi'=\frac{1}{2}$

$$\delta_2^{(1)} = \frac{1}{8}\,[\gamma_1^{(1)}-\gamma_2^{(1)}] = \frac{1}{8}\,[0{,}1734+0{,}0463] = +\,0{,}0274$$

$$\delta_2^{(2)} = \frac{1}{8}\,[\gamma_1^{(2)}-\gamma_2^{(2)}] = \frac{1}{8}\,[-\,0{,}0463-0{,}1794] = -\,0{,}0282$$

$$\delta_2^{(3)} = \frac{1}{8}\,[\gamma_1^{(3)}-\gamma_2^{(3)}] = \frac{1}{8}\,[0{,}0119+0{,}0463] = +\,0{,}007\,28.$$

Zweig der Einflußlinie innerhalb der 1. Öffnung:
Nach Gl. 74 ist:

$$E\,d_1 = -\,\frac{l_1\,l_2}{W_1}\cdot\delta_2^{(1)}\,\psi_l' = -\,\frac{40\cdot 50\cdot 0{,}0274}{0{,}005\,78}\cdot\psi_l' = -\,9500\,\psi_l'.$$

Man findet folgende Einflußordinaten:

für $\zeta=0{,}05$:	$\eta_1=-\,236{,}93$	für $\zeta=0{,}50$:	$\eta_1=-\,1781{,}25$
„ $\zeta=0{,}10$:	$\eta_1=-\,470{,}25$	„ $\zeta=0{,}55$:	$\eta_1=-\,1822{,}20$
„ $\zeta=0{,}15$:	$\eta_1=-\,696{,}54$	„ $\zeta=0{,}60$:	$\eta_1=-\,1824{,}00$
„ $\zeta=0{,}20$:	$\eta_1=-\,912{,}00$	„ $\zeta=0{,}65$:	$\eta_1=-\,1783{,}06$
„ $\zeta=0{,}25$:	$\eta_1=-\,1113{,}31$	„ $\zeta=0{,}70$:	$\eta_1=-\,1695{,}75$
„ $\zeta=0{,}30$:	$\eta_1=-\,1296{,}75$	„ $\zeta=0{,}75$:	$\eta_1=-\,1558{,}57$
„ $\zeta=0{,}35$:	$\eta_1=-\,1458{,}82$	„ $\zeta=0{,}80$:	$\eta_1=-\,1368{,}00$
„ $\zeta=0{,}40$:	$\eta_1=-\,1596{,}00$	„ $\zeta=0{,}85$:	$\eta_1=-\,1120{,}43$
„ $\zeta=0{,}45$:	$\eta_1=-\,1704{,}68$	„ $\zeta=0{,}90$:	$\eta_1=-\,812{,}25$

für $\zeta=0{,}95$: $\eta_1=-\,439{,}95$.

Zweig der Einflußlinie innerhalb der 2. Öffnung links von der Mitte. Nach Gl. 75 ist für $k=2$ und $\chi=\chi'=\frac{1}{2}$

$$\delta_r^{(l)} = \chi\,[1-6\,\nu_2\,(\gamma_1^{(1)}-\gamma_2^{(1)})] = 0{,}5\,[1-6\cdot 0{,}8\,(0{,}1734+0{,}0463)] = -\,0{,}0275$$

$$\delta_l^{(l)} = \chi\,[\chi'-6\,\nu_2\,(\gamma_2^{(2)}-\gamma_1^{(2)})] = 0{,}5\,[0{,}5-6\cdot 0{,}8\,(0{,}1794+0{,}0463)] = -\,0{,}291.$$

Nach Gl. 76 ist:

$$E\,d_2 = \frac{25^2}{6\cdot 0{,}8\cdot 0{,}005\,78}\,[-\,0{,}0275\,\psi_r+0{,}291\,\psi_l+0{,}5\,\zeta] = -\,621\,\psi_r-6560\,\psi_l+11\,275\,\zeta.$$

Man findet folgende Ordinaten:

für $\zeta=0{,}05$:	$\eta_2=+\,607{,}35$	für $\zeta=0{,}30$:	$\eta_2=+\,3887{,}07$
„ $\zeta=0{,}10$:	$\eta_2=+\,1236{,}84$	„ $\zeta=0{,}35$:	$\eta_2=+\,4560{,}42$
„ $\zeta=0{,}15$:	$\eta_2=+\,1884{,}01$	„ $\zeta=0{,}40$:	$\eta_2=+\,5229{,}18$
„ $\zeta=0{,}20$:	$\eta_2=+\,2544{,}41$	„ $\zeta=0{,}45$:	$\eta_2=+\,5888{,}90$
„ $\zeta=0{,}25$:	$\eta_2=+\,3213{,}57$	„ $\zeta=0{,}50$:	$\eta_2=+\,6535{,}13$.

Zweig der Einflußlinie innerhalb der 2. Öffnung rechts von der Mitte. Nach Gl. 78 ist für $k=2$ und $\chi=\chi'=\frac{1}{2}$

$$\delta_r^{(r)} = \chi\,[\chi-6\,\nu_2\,(\gamma_1^{(1)}-\gamma_2^{(1)})] = 0{,}5\,[0{,}5-6\cdot 0{,}8\,(0{,}1734+0{,}0463)] = -\,0{,}277$$

$$\delta_l^{(r)} = \chi\,[1-6\,\nu_2\,(\gamma_2^{(2)}-\gamma_1^{(2)})] = 0{,}5\,[1-6\cdot 0{,}8\,(0{,}1794+0{,}0463)] = -\,0{,}042.$$

Nach Gl. 77 ist:

$$E\,d_2 = 22\,550\,[-\,0{,}277\,\psi_r+0{,}042\,\psi_l+0{,}5\,\zeta'] = -\,6250\,\psi_r+947\,\psi_l+11\,275\,\zeta'.$$

Man findet folgende Ordinaten:

für $\zeta=0{,}55$:	$\eta_2=+\,5898{,}74$	für $\zeta=0{,}75$:	$\eta_2=+\,3244{,}87$
„ $\zeta=0{,}60$:	$\eta_2=+\,5246{,}37$	„ $\zeta=0{,}80$:	$\eta_2=+\,2576{,}22$
„ $\zeta=0{,}65$:	$\eta_2=+\,4583{,}92$	„ $\zeta=0{,}85$:	$\eta_2=+\,1913{,}40$
„ $\zeta=0{,}70$:	$\eta_2=+\,3915{,}46$	„ $\zeta=0{,}90$:	$\eta_2=+\,1260{,}46$

für $\zeta=0{,}95$: $\eta_2=+\,621{,}32$.

Zweig der Einflußlinie in der 3. Öffnung. Nach Gl. 74 ist

$$E\,d_3 = -\frac{l_2\,l_3}{W_1}\left[\vartheta_2^{(2)}\,\psi_r + \vartheta_2^{(3)}\,\psi_l\right]$$

$$= -\frac{50^2}{0{,}005\,78}\left[-0{,}0282\,\psi_r + 0{,}007\,28\,\psi_l\right] = 12\,200\,\psi_r - 3150\,\psi_l.$$

Man findet folgende Einflußordinaten:

für $\zeta = 0{,}05$:	$\eta_3 = -\ 558{,}01$	für $\zeta = 0{,}50$:	$\eta_3 = -\ 1918{,}75$
„ $\zeta = 0{,}10$:	$\eta_3 = -\ 1016{,}55$	„ $\zeta = 0{,}55$:	$\eta_3 = -\ 1787{,}57$
„ $\zeta = 0{,}15$:	$\eta_3 = -\ 1382{,}42$	„ $\zeta = 0{,}60$:	$\eta_3 = -\ 1624{,}80$
„ $\zeta = 0{,}20$:	$\eta_3 = -\ 1662{,}40$	„ $\zeta = 0{,}65$:	$\eta_3 = -\ 1437{,}23$
„ $\zeta = 0{,}25$:	$\eta_3 = -\ 1863{,}28$	„ $\zeta = 0{,}70$:	$\eta_3 = -\ 1231{,}65$
„ $\zeta = 0{,}30$:	$\eta_3 = -\ 1991{,}85$	„ $\zeta = 0{,}75$:	$\eta_3 = -\ 1014{,}84$
„ $\zeta = 0{,}35$:	$\eta_3 = -\ 2054{,}89$	„ $\zeta = 0{,}80$:	$\eta_3 = -\ 712{,}60$
„ $\zeta = 0{,}40$:	$\eta_3 = -\ 2059{,}20$	„ $\zeta = 0{,}85$:	$\eta_3 = -\ 574{,}71$
„ $\zeta = 0{,}45$:	$\eta_3 = -\ 2010{,}93$	„ $\zeta = 0{,}90$:	$\eta_3 = -\ 364{,}95$
	für $\zeta = 0{,}95$: $\eta_3 = -\ 171{,}12$.		

Zweig der Einflußlinie in der 4. Öffnung. Nach Gl. 74 ist

$$E\,d_4 = -\frac{l_2\,l_4}{W_1}\cdot\vartheta_2^{(3)}\,\psi_r' = -\frac{50\cdot 40\cdot 0{,}007\,28}{0{,}005\,78}\cdot\psi_r' = -2520\,\psi_r'.$$

Man findet folgende Einflußordinaten:

für $\zeta = 0{,}05$:	$\eta_4 = +\ 116{,}71$	für $\zeta = 0{,}50$:	$\eta_4 = +\ 472{,}50$
„ $\zeta = 0{,}10$:	$\eta_4 = +\ 215{,}46$	„ $\zeta = 0{,}55$:	$\eta_4 = +\ 452{,}19$
„ $\zeta = 0{,}15$:	$\eta_4 = +\ 297{,}21$	„ $\zeta = 0{,}60$:	$\eta_4 = +\ 423{,}36$
„ $\zeta = 0{,}20$:	$\eta_4 = +\ 362{,}88$	„ $\zeta = 0{,}65$:	$\eta_4 = +\ 386{,}97$
„ $\zeta = 0{,}25$:	$\eta_4 = +\ 413{,}43$	„ $\zeta = 0{,}70$:	$\eta_4 = +\ 343{,}98$
„ $\zeta = 0{,}30$:	$\eta_4 = +\ 449{,}82$	„ $\zeta = 0{,}75$:	$\eta_4 = +\ 295{,}32$
„ $\zeta = 0{,}35$:	$\eta_4 = +\ 472{,}98$	„ $\zeta = 0{,}80$:	$\eta_4 = +\ 241{,}92$
„ $\zeta = 0{,}40$:	$\eta_4 = +\ 483{,}84$	„ $\zeta = 0{,}85$:	$\eta_4 = +\ 184{,}77$
„ $\zeta = 0{,}45$:	$\eta_4 = +\ 483{,}37$	„ $\zeta = 0{,}90$:	$\eta_4 = +\ 124{,}74$
	für $\zeta = 0{,}95$: $\eta_4 = +\ 62{,}85$		

10. Zahlenbeispiel.

Probebelastung mit der Nutzlast $p = 3$ t/m.

Auf Grund der vorhin dargestellten Einflußlinie für die Durchbiegung in der Mitte der 2. Öffnung hat man zur Erzielung der größten Durchbiegung die 2. und 4. Öffnung mit der Nutzlast p zu belasten.

Die Hilfsmomente sind

$$m_{1,2} = -m_{2,1} = -p\,\frac{l_2^2}{12} = -\frac{3\cdot 50^2}{12} = -624\text{ tm};$$

$$m_{3,4}' = -\frac{1}{8}\,p\,l_4^2 = -\frac{3\cdot 40^2}{8} = -600\text{ tm}$$

$$m_{c,1} = -m_{c,2} = +p\,\frac{l_2^2}{48} = +\frac{3\cdot 50^2}{48} = +156\text{ tm};$$

$$\mathfrak{M}_y = \frac{1}{8}\,p\,l^2 = \frac{3}{8}\cdot 50^2 = +936\text{ tm}$$

$$\vartheta_r = \chi\left[1 - 6\,\nu_2\left(\gamma_1^{(1)} - \gamma_2^{(1)}\right)\right] = 0{,}5\left[1 - 6\cdot 0{,}8\,(0{,}1734 + 0{,}0463)\right] = -\,0{,}0275$$

$$\vartheta_l = \chi\left[1 - 6\,\nu_2\left(\gamma_2^{(2)} - \gamma_1^{(2)}\right)\right] = 0{,}5\left[1 - 6\cdot 0{,}8\,(0{,}1794 + 0{,}0463)\right] = -\,0{,}0420.$$

Nach Gl. 79

$$d_2' = \frac{y\,y'}{6\,E\,J_2}\left[(\vartheta_r + \vartheta_l)\,m_{1,2} + m_{c,1} + \mathfrak{M}_y\right]$$

$$= \frac{25^2}{6\cdot 21\cdot 10^6\cdot 0{,}2313}\left[(0{,}0275 + 0{,}0420)\,624 + 156 + 936\right] = 0{,}0245\text{ m}$$

ohne Berücksichtigung des Einflusses der Schubkräfte, der, wie erwähnt, nach den Formeln Prof. Dr. W. Ritters, Zürich, sehr schnell zusätzlich berechnet werden kann.

Durch die Belastung der 4. Öffnung wird nach Gl. 74

$$d_2'' = -\frac{l_2}{E\,W_1}\,\vartheta_2^{(3)}\,m_{3,4}' = +\frac{50\cdot 0{,}007\,28\cdot 600}{21\cdot 10^6\cdot 0{,}005\,78} = 0{,}0018\text{ m}.$$

Insgesamt ist die Durchbiegung in der Mitte der 2. Öffnung infolge des Einflusses der Biegungsmomente

$$d_2 = d_2' + d_2'' = 0{,}0245 + 0{,}0018 = 0{,}0263\text{ m}.$$

X. Der durchlaufende Träger auf vielen Stützen.

Wird die Anzahl der Stützen größer als 6, ein Fall, der in der Praxis wohl nur sehr selten vorkommen wird, so ist die Ermittlung des Koeffizienten γ mit Hilfe des Gleichungssystems 33 schon recht lästig und zeitraubend.

Sehr schnell und dabei auch recht genau lassen sich bekanntlich die Festpunkte nach den Lehren der graphischen Statik ermitteln. Hat man auf diese Weise alle Festpunktabstände in der Zeichnung gemessen, dann können mit Hilfe der Gl. 36 bis 43 alle jene Koeffizienten γ berechnet werden, deren absolute Indizesdifferenz kleiner als 2 ist. Man erhält so die Koeffizienten

$$\gamma_1^{(1)},\ \gamma_1^{(2)} = \gamma_2^{(1)};\quad \gamma_2^{(2)},\ \gamma_2^{(3)} = \gamma_3^{(2)};\quad \gamma_3^{(3)},\ \gamma_3^{(4)} = \gamma_4^{(3)}\ \text{usw.}$$

Hingegen alle jene Koeffizienten γ, deren Indizesdifferenz gleich 2 oder größer als 2 ist, lassen sich auf diese Art nicht ermitteln.

Um dennoch zu ihnen zu gelangen, sei folgendes einfaches Verfahren mitgeteilt.

Zur Bestimmung eines beliebigen Koeffizienten $\gamma_i^{(k+1)} = \gamma_{k+1}^{(i)}$, wobei aber

$$k+1 > i \quad\text{und}\quad k+1-i \geqq 2$$

ist, belaste ich die $(k+1)^{\text{te}}$ Öffnung mit einer irgendwie symmetrisch verteilten Last (Abb. 29) von solcher Größe, daß die Hilfsmomente $m_{k,k+1} = -\,m_{k+1,k} = -\,1$ entstehen, und schreibe dann die Summengleichung für die k^{te} Stütze an. Dabei ist jedoch auf eine gewisse

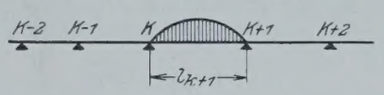


Abb. 29.

Reihenfolge der zur Berechnung gelangenden Koeffizienten γ zu achten. Man muß mit der Ermittlung jener Koeffizienten γ beginnen, deren Indizesdifferenz gleich 2 ist, sodann nimmt man die Berechnung der Koeffizienten γ mit der Indizesdifferenz gleich 3 vor usw., bis schließlich nur mehr ein einziger Koeffizient übrigbleibt, nämlich $\gamma_1^{(n-1)}$ mit der absolut größten Indizesdifferenz gleich $(n-2)$, der durch Belastung der $(n-1)^{\text{ten}}$ Öffnung und der Summengleichung für die $(n-2)^{\text{te}}$ Stütze bekannt wird.

Beispielsweise hat man zur Bestimmung des Koeffizienten $\gamma_6^{(8)} = \gamma_8^{(6)}$, bei welchem $k+1 = 8$ ist, die $(k+1)^{\text{te}} = 8^{\text{te}}$ Öffnung zu belasten und für die $k^{\text{te}} = 7^{\text{te}}$ Öffnung die Summengleichung anzuschreiben.

Es ist in diesem Fall

$$m_{k,k+1} = m_{7,8} = -1 \quad\text{und}\quad m_{k+1,k} = m_{8,7} = +1,$$

folglich sind

$$M_1 = M_2 = \ldots = M_6 = 0;\quad M_7 = -\,M_8 = +1$$

und man erhält zufolge der Gl. 33 für $k = 7$ die Gleichung

$$\varrho_{12}\,D_6 + \varrho_{13}\,D_7 + \varrho_{14}\,D_8 = M_7.$$

Die Drehmaße sind zufolge der Entwicklungsgleichung 34

$$D_6 = \gamma_6^{(7)}\,M_7 + \gamma_6^{(8)}\,M_8 = \gamma_6^{(7)} - \gamma_6^{(8)}$$

$$D_7 = \gamma_7^{(7)}\,M_7 + \gamma_7^{(8)}\,M_8 = \gamma_7^{(7)} - \gamma_7^{(8)}$$

$$D_8 = \gamma_8^{(7)}\,M_7 + \gamma_8^{(8)}\,M_8 = \gamma_8^{(7)} - \gamma_8^{(8)}.$$

Man erhält so die Gleichung

$$\varrho_{12}\left(\gamma_6^{(7)} - \gamma_6^{(8)}\right) + \varrho_{13}\left(\gamma_7^{(7)} - \gamma_7^{(8)}\right) + \varrho_{14}\left(\gamma_8^{7} - \gamma_8^{(8)}\right) = 1,$$

in der nur mehr der Koeffizient $\gamma_6^{(8)}$ unbekannt ist, weil alle anderen Koeffizienten eine Indizesdifferenz kleiner als 2 besitzen und daher schon vorher ermittelt werden mußten.

XI. Der durchlaufende Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment.

Die Biegungsmomente, Querkräfte, Verdrehungen der Querschnitte und die Durchbiegungen an jeder Stelle des Tragwerks wurden als Funktionen zweier Argumente dargestellt, und zwar:

1. der Koeffizienten γ,
2. der Hilfsmomente m, die sich auf die vollkommen eingespannte Öffnung beziehen und daher leicht und schnell berechnet werden können.

Erstere kennzeichnen ähnlich den Festpunktabständen, mit denen sie mittels der Gl. 36 bis 43 in einem verwandtschaftlichen Verhältnis stehen, die Formgebung des Tragwerks, letztere kennzeichnen dessen Belastungszustand.

Es wurde bisher bei allen Ableitungen die Voraussetzung gemacht, daß das Trägheitsmoment des durchlaufenden Trägers zwar von Öffnung zu Öffnung sich ändern kann, daß es aber doch innerhalb einer Öffnung konstant bleibt.

Wo diese Voraussetzung jedoch nicht mehr angängig ist, muß man, um die bisherigen Ergebnisse dennoch benutzen zu können, ein graphisch-analytisches Verfahren anwenden. Ich beschränke jedoch die Anwendung der graphischen Statik nur auf die Ermittlung der Festpunkte und kehre dann sofort wieder zum analytischen Verfahren zurück.

Einige Beispiele sollen dieses Verfahren erläutern.

Es sei ein durchlaufender Träger auf drei Stützen (Abb. 5a) mit veränderlichem Trägheitsmoment und ungleichen Öffnungen l_1 und l_2 zu berechnen.

Man bestimmt zuerst nach den Lehren der graphischen Statik die Festpunktlagen und berechnet sodann aus Gl. 39 den Koeffizienten $\gamma_1^{(1)}$, sodann aus Gl. 40 das unbekannte Verhältnis $\nu_2 = \frac{W_2}{W_1}$.

Jetzt lassen sich schon mit Hilfe der Gl. 34 und 35 alle Stützenmomente und Querkräfte auf dieselbe Weise berechnen, wie es bisher bei Trägern mit konstantem Trägheitsmoment geschehen ist.

Bei einem Träger auf vier Stützen hat man folgendermaßen vorzugehen. Nachdem die Festpunkte zeichnerisch ermittelt wurden, berechnet man aus Gl. 39 den Koeffizienten $\gamma_1^{(1)}$, dann aus Gl. 37 $\gamma_1^{(2)} = \gamma_2^{(1)}$ und aus Gl. 36 $\gamma_2^{(2)}$. Endlich erhält man aus Gl. 40 das unbekannte Verhältnis $\nu_3 = \frac{W_3}{W_1}$. Noch fehlt aber das Verhältnis ν_2.

ν_2 hat den Index 2; ich belaste die 2. Öffnung mit einer symmetrischen Last, die die Hilfsmomente $m_{1,2} = -m_{2,1} = -1$ erzeugt, und schreibe die Summengleichung für die Stütze 2 an und erhalte nach Gl. 33 für $k = 2$

$$\varrho_2 D_1 + \varrho_3 D_2 = M_2.$$

Wegen $M_1 = -M_2 = -1$ sind die Drehmaße nach Gl. 34

$$D_1 = \gamma_1^{(2)} - \gamma_1^{(1)} \quad \text{und} \quad D_2 = \gamma_2^{(2)} - \gamma_2^{(1)},$$

folglich hat man die Gleichung

$$\varrho_2 \left(\gamma_1^{(2)} - \gamma_1^{(1)}\right) + \varrho_3 \left(\gamma_2^{(2)} - \gamma_2^{(1)}\right) = 1,$$

oder mit Hilfe der Gl. 32

$$2\,\nu_2 \left(\gamma_1^{(2)} - \gamma_1^{(1)}\right) + (4\,\nu_2 + 3\,\nu_3) \left(\gamma_2^{(2)} - \gamma_2^{(1)}\right) = 1,$$

aus der ν_2 berechnet werden kann.

XII. Der durchlaufende Träger auf elastisch drehbaren Stützen.

Wiewohl das Tragwerk in Abb. 30 jenem in Abb. 33 bei oberflächlicher Betrachtung völlig gleichwertig erscheint, besteht dennoch in statischer Hinsicht ein wesentlicher Unterschied zwischen diesen beiden, einander so ähnlichen Tragwerken.

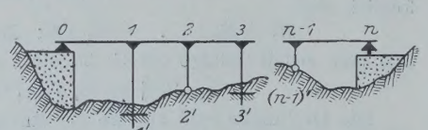


Abb. 30.

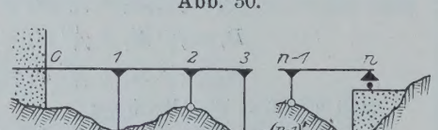


Abb. 31.

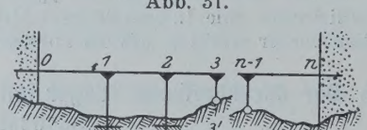


Abb. 32.

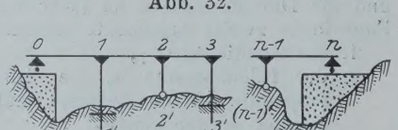


Abb. 33.

Wenn man vom Einfluß der Längskräfte auf die Formänderung der Stäbe und von Senkungen der Säulen infolge Nachgebens der Fundamente absieht, zeichnet sich nämlich das Tragwerk in Abb. 30 dadurch aus, daß dessen Knotenpunkte 1, $2 \ldots (n-1)$ bei Einwirkung aller möglichen wagerechten und lotrechten Kräfte nach keiner Richtung hin sich bewegen können, weil sie an dieser Bewegung durch die feste Stütze 0 gehindert werden.

Hingegen die Knotenpunkte $1, 2 \ldots (n-1)$ des Tragwerks in Abb. 33 bewegen sich infolge der Formänderung des Tragwerks bei Einwirkung lotrechter, ganz besonders aber wagerechter Kräfte, weil sie an dieser Bewegung durch die an den Trägerenden 0 und n wirkenden Rollenlager in keiner Weise behindert sind.

Die Stabdrehwinkel sind deshalb bei der Formänderung des Tragwerks in Abb. 30 durchweg Null, während bei der Formänderung des Tragwerks in Abb. 33 infolge der wagerechten Verschiebbarkeit der Knoten $0, 1 \ldots n$ Stabdrehwinkel von oft bedeutender Größe entstehen.

Tragwerke von der in den Abb. 30, 31 u. 32 dargestellten Art sind deshalb in statischer Hinsicht den durchlaufenden Trägern mit Spitzenlagerung nahe verwandt, während solche von der in Abb. 33 dargestellten Art in das Gebiet der sog. „durchlaufenden Rahmentragwerke" gehören.

Es wurde bisher immer angenommen, daß der durchlaufende Träger über allen Mittelstützen frei drehbar gelagert sei und daß der Verdrehung der Stützenquerschnitte bei der Formänderung kein Widerstand entgegengesetzt werde.

Wird jedoch diese Verdrehung eines Stützenquerschnitts infolge Widerstandes der stützenden Säule in erheblichem Maße beeinflußt, dann muß man auch auf diese Hemmung Rücksicht nehmen, um richtige Rechenergebnisse zu erzielen.

Eine solche Hemmung der Verdrehung der Stützenquerschnitte tritt besonders dann in Erscheinung, wenn ein durchlaufender Träger mit Säulen, auf denen er ruht, fest verbunden ist, weil jede Verdrehung des lotrechten Stützenquerschnitts auch dieselbe Verdrehung des wagerechten Querschnitts am Säulenkopf im Gefolge hat.

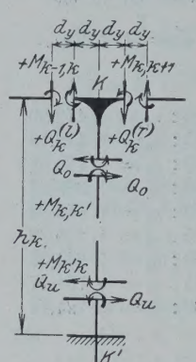


Abb. 34.

Man spricht in diesem Falle von einem monolithen Verbunde des Trägers mit den Säulen, der insbesondere im Eisenbetonbau eine hervorragende Rolle spielt.

Bei Verwendung starrer Säulen wird die Hemmung der Verdrehung der Stützenquerschnitte naturgemäß unendlich groß, so daß an den Stützen eine vollkommene Einspannung entsteht.

Im allgemeinen wird jedoch der Stützenquerschnitt irgend eine Mittelstellung zwischen der bei frei drehbarer Auflagerung und der bei vollkommener Einspannung annehmen.

Die Berechnung der bei dieser Mittelstellung der Stützenquerschnitte zustande kommenden Biegungsmomente, Querkräfte und Durchbiegungen geschieht auf folgende Weise (Abb. 34).

Die Biegungsmomente, die am k^{ten} Knoten wirken, haben folgende Gleichungen:

$$M_{k,k-1} = 2\,\nu_k\,(2\,D_k + D_{k-1}) + m_{k,k-1}$$
$$M_{k,k+1} = 2\,\nu_{k+1}\,(2\,D_k + D_{k+1}) + m_{k,k+1}$$
$$M_{k,k'} = 4\,\nu_{k_s}\,D_k + m_{k,k'}.$$

Das Gleichgewicht gegen Drehung des herausgeschnitten gedachten Knotens K (Abb. 34) erfordert die Gleichung

$$M_{k,k-1} + M_{k,k+1} + M_{k,k'} = 0.$$

Man gelangt mit ihr zur Summengleichung der Momente für den k^{ten} Knoten

$$2\,\nu_k\,D_{k-1} + 4\,(\nu_k + \nu_{k+1} + \nu_{k_s})\,D_k + 2\,\nu_{k+1} D_{k+1} = M_k \tag{119}$$

wobei

$$M_k = -(m_{k,k-1} + m_{k,k+1} + m_{k,k'}) \text{ ist.} \tag{120}$$

Ist die Säule gelenkig gelagert, so lautet die Summengleichung für den k^{ten} Knoten

$$2\,\nu_k\,D_{k-1} + \left[4\,(\nu_k + \nu_{k+1}) + 3\,\nu_{k_s}\right] D_k + 2\,\nu_{k+1}\,D_{k+1} = M_k' \tag{121}$$

wobei

$$M_k' = -(m_{k,k-1} + m_{k,k+1} + m_{k,k'}'). \tag{122}$$

Vergleicht man diese Gleichungen mit der Summengleichung 25, so erkennt man, daß sich bei der Behandlung des durchlaufenden Trägers auf elastisch drehbaren Stützen nur die Koeffizienten ϱ_{2k-1} und bei wagerechtem Lastangriff auf die Säulen auch das Belastungsglied M_k bezw. M_k' ändern.

Es kommt darauf hinaus, daß sich nur die Koeffizienten γ ändern, so daß alles über die Einflußlinien der Biegungsmomente, Querkräfte, Verdrehungen und Durchbiegungen Gesagte auch für jede Stelle dieser Tragwerkgattung unverändert Geltung hat.

INHALT: Die Instandsetzung der gewölbten Brücken der Berliner Stadtbahn. — Der Umbau der Warnowbrücke bei Niex an der Strecke Rostock-Laage. — Die Berechnung von eisernen Überbauten mit drei Hauptträgern. — Der durchlaufende Träger. Eine neue analytische Darstellung der Einflußlinien für die Biegungsmomente, Querkräfte, Durchbiegungen und Verdrehungen bei durchlaufenden Trägern.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 18. September 1925 Heft 41

Bücherschau.

Der Eisenhochbau. Ein Leitfaden für Schule und Praxis. Von C. Kersten, Studienrat. 3. Auflage. 291 S. m. 880 Abb. Berlin 1924. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 14,40, geb. 15,60 R.-M.

Dieses Buch bietet bei dem verhältnismäßig geringen Umfange von 291 Seiten wohl einen reicheren Inhalt als irgend ein anderes, den Eisenhochbau behandelndes Buch von diesem Umfange. Es wird somit für viele eine willkommene Bereicherung der Eisenkonstruktionsliteratur sein.

Aus dem ersten Kapitel sei besonders hingewiesen auf die Abschnitte „Einrichtung der Eisenbauwerkstätten" und „Bearbeitung der Eisen in der Werkstätte und auf der Baustelle". Derselbe Gegenstand, Ausführung in der Werkstätte, ist auch im dritten Kapitel, „Niet- und Schraubenverbindungen", eingehend behandelt. Man findet in diesen Abschnitten viele nützliche Angaben und Abbildungen, die leider zum Teil in den allergrößten und neuesten Werken über Eisenbau fehlen.

Ein kürzeres zweites Kapitel behandelt die Ausführung der Zeichnungen, das Einschreiben der Nietmaße und die Gewichtsberechnungen. Unter dem ersten Tabellenkopf (S. 49) wäre noch als Beispiel ein nicht zu einfaches Knotenblech mit Nachbildung einer Handskizze erwünscht.

Die Angabe (Abb. 79), daß die größte Nietschaftlänge 4 *d* beträgt stimmt wohl nicht mit den neuesten Anschauungen, wonach größere Längen zulässig sind. In den in diesem Werke behandelten Gebieten des Eisenbaues kommen allerdings größere Längen schwerlich vor.

In dem Kapitel III über Schraubenverbindungen wären Angaben erwünscht über die kleinste Entfernung der Schrauben voneinander und über die erforderliche Größe der Winkeleisen und die zu wählenden Wurzelmaße, wenn zwei Schrauben in demselben Querschnitte einander gegenübersitzen.

Im Kapitel IV sind die Laschen- und Knotenverbindungen gut behandelt. Die schwierige und in mancher Beziehung ungelöste Frage der Knotenblechbeanspruchung ist berührt und kann natürlich nicht eingehend behandelt werden. Es hätte etwas eindringlicher auf mögliche Gefahren auf diesem Gebiete hingewiesen werden können. Z. B. sollte bei Abb. 170 das Urteil „nicht empfehlenswert" durch „in der Regel nicht zulässig" ersetzt und ein Hinweis auf Abb. 564 gemacht werden. Entsprechend ist in der gleichen Frage bei Abb. 277 auf S. 124 das Wort „unvorteilhaft" auch nicht gut gewählt. Bei der Abb. 172 b könnte bemerkt werden, daß das Knotenblech überanstrengt wird, wenn die vier Anschlußniete nötig sind.

Im Kapitel V, Abschnitt über gewalzte Träger, zeigen einige Bilder ohne kritische Bemerkungen dazu Trägerausklinkungen, wo solche wohl meistens nicht nötig sind. In den Abbildungen treten Niete etwas in den Vordergrund auf Kosten der Schrauben. Bemerkungen über die Fälle, wo in der Praxis als Regel Niete, und die, wo Schrauben verwendet werden, wären erwünscht. Das Buch berücksichtigt wesentlich das Gebiet, das der Verfasser „den einfachen Hochbau" nennt, so z. B. wenn als Stehblechstärke des Blechträgers 8 bis 10 mm und nur bei besonders großen Höhen bis 12 mm angegeben wird.

Bei den Trägeranschlüssen an Blechträger wäre ein Hinweis darauf erwünscht, daß man die beiden Trägerflanschen auf beiden Seiten nicht ausklinken sollte. Abb. 260a, wo dies geschehen, sollte lieber fehlen.

Das 45 Seiten umfassende Kapitel „Stützen" enthält viele gute Abbildungen. Es sei nur noch auf das 80 Seiten umfassende Kapitel „Eiserne Dächer" hingewiesen, das ein erstaunlich großes Bildermaterial auf geringem Raume enthält. Bei der großen Anzahl von Kräfteplänen wäre ein Winddruckkräfteplan erwünscht für den immerhin häufigen Fall, daß man zwei feste Auflager anbringt. Der Raum verbietet, auf den Inhalt näher einzugehen.

Der Hauptwert des Buches dürfte in den zahlreichen Abbildungen liegen. Nicht allein der Anfänger, sondern auch der etwas weiter gekommene Eisenbauer kann sich hier Konstruktionsgedanken holen. Es ist erstaunlich, daß der Verfasser sich alle diese Bilder verschaffen und daß der Verlag sie für einen doch immerhin mäßigen Preis herausbringen konnte. Daß einige Schönheitsfehler untergelaufen sind, soll zugegeben werden. Für viele Leser wird aber der Wert dadurch nicht herabgemindert.

Weitere Wünsche für eine kommende neue Auflage wären z. B.: Eingehen auf die Verbindungsmittel und Verbindungen der Kleineisenkonstruktionen wie Oberlicht- und Fenstersprossen. Etwas ausführlichere Behandlung der eisernen Fenster und Glaswände der Eisenfachwerkgebäude. Ausführlicheres Eingehen auf die statischen Verhältnisse einiger Einzelheiten, z. B. der Stöße, wo mancher Anfänger sich erfahrungsgemäß unsicher zeigt. Nähere Behandlung der Industriebauten, Kranträger und deren Unterstützung.

Es könnten noch weitere Wünsche angeführt werden. Dann bekämen wir aber ein großes Werk, was wohl weder Verfasser noch Verlag beabsichtigt haben.

Das vorliegende Werk kann zur Anschaffung empfohlen werden.

K. Hiorth †.

Theorie und Berechnung der eisernen Brücken. Von Dr.-Ing. Friedrich Bleich. XI u. 581 S. mit 486 Textabb. Berlin 1924. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 37,50 R.-M.

An guten Büchern über die Berechnung der Gebilde der Hauptträger eiserner Brücken und über die bauliche Durchbildung der eisernen Überbauten ist kein Mangel. Es fehlte aber bis jetzt ein Buch, das die verfeinerten, auf neuen Erkenntnissen und Versuchsforschungen sich aufbauenden Berechnungsarten der einzelnen Bestandteile der eisernen Brücken behandelt und den verwickelteren Kraftwirkungen nachgeht. Diese Lücke ist nun durch das vorliegende Buch des auf dem Gebiete der Statik und des Eisenbaues wohl bekannten Verfassers geschlossen worden. Wenn man auch danach streben soll, die Festigkeitsberechnungen übersichtlich und einfach zu gestalten, so muß man sich doch darüber klar sein, wie weit man dabei gehen darf, ohne der Sicherheit oder der Wirtschaftlichkeit zu schaden. Hier weist das Buch von Bleich den richtigen Weg. Es ist in acht Hauptabschnitte gegliedert. Der erste Abschnitt behandelt die angreifenden Kräfte und sehr eingehend die dynamischen Wirkungen der Verkehrslasten und der zweite Abschnitt die Festigkeitseigenschaften und die zulässigen Beanspruchungen des Baustoffes der eisernen Brücken. Der dritte, 140 Seiten lange Abschnitt bringt eine eingehende Darstellung der Berechnungsarten aller gedrückten Glieder eiserner Brücken. In diesem Abschnitt bespricht der Verfasser auch die Behandlung des Knickproblems in den neuen Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und kritisiert die in diesen Berechnungsgrundlagen vorgeschriebene Knickspannungslinie mit den Worten, daß sie aus der unrichtigen Auslegung von Versuchen mit gegliederten Druckstäben entstanden sei. Diese Anschauung darf nicht unwidersprochen bleiben. Die Versuche, aus deren Ergebnissen die Knickspannungslinie hergeleitet ist, sind gründlich theoretisch — wie Bleich dies mit Recht fordert — vorbereitet und mit großer Genauigkeit und mit sehr empfindlichen, fein regulierbaren und scharfsinnig erdachten Vorrichtungen durchgeführt worden. Alle Versuche, sowohl die mit gegliederten Druckstäben als auch die mit Stäben rechteckigen Querschnitts haben die Richtigkeit der Knickspannungslinie der genannten Berechnungsgrundlagen ergeben. Mit diesen Versuchen können die Versuche Tetmajers, den Bleich als Autorität gegen die Richtigkeit der von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft angenommenen Knickspannungslinie ins Feld führt, bei aller Anerkennung der großen Verdienste Tetmajers sich nicht im geringsten messen. Weiter kritisiert Bleich die Bestimmung in den genannten Berechnungsgrundlagen, für schlanke Druckstäbe einen höheren Sicherheitsgrad als für gedrungene einzuführen. Er glaubt, daß hierfür kein Grund vorliege. Hierin irrt sich Bleich. Für schlanke Druckglieder muß deshalb ein höherer Sicherheitsgrad eingeführt werden, weil sie durch die dynamischen Wirkungen der Verkehrslasten und durch seitlichen Wind leichter in Schwingungen versetzt werden können als gedrungene Stäbe. Der vierte Abschnitt handelt von den örtlichen Anstrengungen in den Bauteilen eiserner Brücken. Der fünfte Abschnitt bringt die Berechnung der Fahrbahn eiserner Brücken. Im sechsten Abschnitt werden die Hauptträger eingehend erörtert. Der siebente Abschnitt behandelt die Wind- und Querverbände und der letzte Abschnitt die Lager und Gelenke.

Das Werk von Bleich ist eine außerordentliche Bereicherung des Schrifttums über eiserne Brücken, es ist ein Buch von überragendem, hochwissenschaftlichem Werte. Alle Ingenieure, die sich mit dem Entwerfen eiserner Brücken zu befassen haben, sollten es eifrig

studieren. Seine Kenntnis ist aber namentlich für alle Ingenieure, die an leitender Stelle Entwürfe eiserner Brücken zu überwachen haben, unbedingt notwendig; das Buch wird sie in den Stand setzen, richtig zu beurteilen, wie weit sie zugunsten der Sicherheit oder Wirtschaftlichkeit bei den Berechnungen in die verfeinerten Rechnungsarten eindringen müssen. Schaper.

Die bisherigen Anschlüsse steifer Fachwerkstäbe und ihre Verbesserung. Von Dr.-Ing. Albert Dörnen. IV u. 40 S. m. 42 Abb. Berlin 1924. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 3 R.-M.

Ohne Zweifel ist man über die statischen Verhältnisse des engeren Gebietes der Knotenpunkte viel weniger unterrichtet als über das Verhalten der Stäbe selbst, die durch das Knotenblech verbunden werden. Die vorliegende Arbeit bildet einen wertvollen Beitrag zur Erweiterung dieser Kenntnisse und ist um so dankenswerter, als die Literatur hierüber, wenigstens gemessen an der Bedeutung der Sache, merkwürdig gering ist. Das Buch enthält im wesentlichen einen Bericht über Versuche des Verfassers an der Materialprüfungsanstalt Berlin-Dahlem (35 000 Einzelablesungen wurden bei diesen Versuchen gemacht!), sowie über Versuche von Prof. Gaber in Karlsruhe. Versuchsgegenstände waren Stäbe aus zwei Winkeleisen 80 · 80 · 8 und aus Flacheisen 80 · 8, also einfache Konstruktionselemente. Über die Ergebnisse, die nach der Anschauung des Verfassers durch die Versuche gewonnen worden sind, sei folgendes berichtet:

Wenn der Anschluß vollwertig sein soll, muß der Abscherungsquerschnitt 1,4 mal so groß als der nutzbare Stabquerschnitt sein.

Ferner zeigte sich, daß, soweit die Leibungsfläche des Niet loches in Betracht kam, der Lochleibungsdruck bei gleicher Sicherheit gleich dem dreifachen der zulässigen Zugspannung gesetzt werden darf. (Demgegenüber lassen die Vorschriften der Reichsbahn vom 25. Februar 1925 die 2,5fache Zugspannung, die Hochbaubestimmungen vom 25. Februar 1925 dagegen wie früher weniger als die doppelte Zugspannung als Lochleibungsdruck zu.) Die Ausnutzung eines solchen Lochleibungsdruckes verlangt aber meistens die Anwendung von Stahlnieten, die sich überhaupt außerordentlich überlegen zeigten. Man kann bei solchen mit der halben Nietzahl auskommen, und die Lochleibungsfläche braucht nur $^1/_3$ des nutzbaren Stabquerschnittes zu betragen, wenn der Stab durch Überschreiten der Zugfestigkeit zerstört werden soll. In diesem Falle muß aber die Nietmitte eine in der Kraftrichtung gemessene Entfernung von $3^1/_3\,d$ vom Stabrande (Stabende) haben. Schon bei Flußeisennieten fand der Verfasser, daß diese Entfernung 2,5 d sein müßte.

Es wurden ferner vergleichende Untersuchungen angestellt zwischen Stäben, bei denen die Längskraft in der Schwerlinie wirkte, und solchen, bei denen die Längskraft durch die Nietlinie ging, also bei den kleinen Winkeleisen außerhalb der Schwerlinie. Der Verfasser zieht aus den Versuchen die Lehre, daß die letztere Anordnung entschieden die schlechtere ist und besonders bei Druckstäben vermieden werden sollte. Dann bespricht er die Anordnung von „Beiwinkeln“ (kurze Winkel, die die vom Knotenblech abstehenden Schenkel besonders anschließen sollen) und kommt im allgemeinen dazu, diese Anordnung z. T. schon wegen der Kosten zu verwerfen. Bei der üblichen Anordnung wurde durchweg nicht die Bruchlast des Stabes ohne Beiwinkel erreicht.

Es wäre erwünscht und dankenswert gewesen, wenn der Verf. bei diesen verschiedenen Winkeleisenuntersuchungen auch die tatsächlichen Bruchlasten angegeben hätte. Vielleicht holt er dieses noch nach durch eine Mitteilung in dieser Zeitschrift.

Auf den letzten 13 Seiten des Buches wird ein neuer, dem Verf. patentierter Anschluß besprochen. Durch einen Schlitz in dem auf dem Knotenblech liegenden Schenkel, etwa in der Mitte der Nietverbindung, wird die Stabkraft zwangläufig auf den abstehenden Schenkel übertragen und somit der Gesamtquerschnitt gleichmäßiger beansprucht.

Der Verf. meint, von einem guten Stabanschluß müsse verlangt werden, daß seine Niete die volle Bruchlast des angeschlossenen Stabes tragen und nicht nur die zugehörige größte Stabkraft. Ich glaube, daß diese Forderung, so allgemein ausgesprochen, zu weit geht. Sie ist auch ausgesprochen in den neuen Vorschriften für Eisenbauwerke der Reichsbahn (S. 44 unten). Sollte jedoch eine solche Vorschrift auch in die Hochbaubestimmungen hineinkommen, so wäre es zu bedauern. Beispielsweise wird bei den Diagonalen der Dachbinder sehr häufig ein stärkerer Stab als statisch nötig verwendet, ohne daß deshalb eine Veranlassung vorliegt, die Nietzahl und damit auch das Knotenblech über das statisch Erforderliche hinaus zu vergrößern. Eine entsprechende Vergrößerung der der Berechnung zugrundegelegten Lasten ist doch praktisch häufig ausgeschlossen.

Es sei z. B. die Stabkraft einer Diagonale 3000 kg. Aus irgend einem Grunde verwendet man als Querschnitt ⌐|| 55 · 55 · 8 mit einem Nutzquerschnitt von 13,74 cm². Die Tragkraft des Stabes bei $\sigma_{zul} = 1200$ beträgt 16 490 kg. Man müßte dann bei einem Knotenblech von 12 mm 5 Niete ⌀ 17 verwenden, während die Tragfähigkeit eines einzigen Niets (4080 kg) bei der vorgeschriebenen Sicherheit erheblich mehr als die ganze Stabkraft aufnimmt. Zwei Niete — wie üblich — würden also eine reichlich große Sicherheit geben, viel größer als bei anderen wichtigen Teilen desselben Tragwerkes. Ein Anschluß mit fünf Nieten und ein entsprechend großes Knotenblech wäre Werkstoffvergeudung und hätte dazu noch schönheitliche Nachteile zur Folge. Man könnte, wenn eine entsprechende Vorschrift auch in die Hochbaubestimmungen hineinkäme, gezwungen werden, kleinere Winkeleisen als sonst erwünscht zu wählen, um nicht so große Knotenbleche einbauen zu müssen.

Diese abweichende Anschauung über eine bestimmte Frage beeinträchtigt indessen auch in den Augen des Schreibers dieser Zeilen den Wert des Buches nicht. Es sei dem Eisenbauer warm empfohlen.

Frankfurt (Oder). Hiorth †.

Die Eisenkonstruktionen. Ein Lehrbuch für Schule und Zeichentisch. Von Dipl.-Ing. Prof. L. Geusen, Dortmund. 4. Aufl. VII u. 310 S. mit 529 Textabb. u. zwei farbigen Tafeln. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 21 R.-M.

Der Inhalt des nunmehr in vierter Auflage vorliegenden vortrefflichen Lehrbuches gliedert sich in drei Abschnitte. Der erste Abschnitt enthält die allen Eisenbauwerken gemeinsamen Konstruktionsgrundlagen, insbesondere die Erörterung der Eisensorten und des Schutzes, den das Eisen gegen Rost und Wärme erheischt, sowie die Verbindungsmittel (Niete, Schrauben, Keile), die Träger und die Säulen. Im zweiten Abschnitt werden dann die Hochbaukonstruktionen behandelt, und zwar der Reihe nach Decken, Dächer, Fachwerkwände und Treppen. Namentlich das Kapitel „Fachwerkwände“ ist weiter ausgestaltet worden; in einer ausführlichen, sorgfältig zusammengestellten Tafel hat der Verfasser die Berechnungsgrundlage für die Verbindung gegenüberliegender Wandsäulen durch vollwandige Binder gegeben. Der dritte Abschnitt endlich gibt die statische Berechnung und die wichtigsten Konstruktionen für Eisenbahn- und Straßenbrücken. Leider war es buchtechnisch nicht mehr möglich, anstelle der vorläufigen Vorschriften von 1922 die neuen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn vom 25. Februar 1925 als Berechnungsgrundlage für eiserne Eisenbahnbrücken noch zu berücksichtigen; so fehlen auch die Begriffe „Flußstahl St 37“ und „hochwertiger Baustahl St 48“. Das gleiche gilt übrigens auch von den am gleichen Tage erlassenen neuen preußischen Ministerialbestimmungen über die zulässigen Beanspruchungen von Flußstahl usw. bei Hochbauten, die ja mit den genannten Brückenvorschriften der Reichsbahn im wesentlichen übereinstimmen. Wenn auch der Gang der Berechnung selbst durch diese neuen Vorschriften kaum berührt wird, so sind doch einige Zahlenangaben des Buches nicht mehr zutreffend, und es ist deshalb nötig, bei seinem Gebrauch die Ausgabe der neuen Vorschriften zu Rate zu ziehen.

Man darf selbstverständlich von einem Lehrbuche wie dem vorliegenden eine erschöpfende Behandlung des Stoffes nicht erwarten, namentlich läßt sich der Eisenbrückenbau nicht auf knapp 100 Druckseiten zusammenpressen. Das aber, was der Verfasser bringen zu müssen geglaubt hat, ist, unterstützt durch zahlreiche mustergültige Konstruktionszeichnungen, in leicht verständlicher Fassung anschaulich und gründlich gebracht und aus der Fülle des Stoffes mit Verständnis ausgewählt.

Nicht weniger als 97 durchgerechnete Aufgaben dienen als Zahlenbeispiele zur Erläuterung der allgemein vorgetragenen Konstruktionsgrundsätze; sie erhöhen den Gebrauchswert des Buches für den Lernenden in besonderem Maße.

Die neuesten Arbeiten des Normenausschusses der deutschen Industrie (DIN) sind in Gestalt von mancherlei Änderungen und Zusätzen berücksichtigt. Daß die zurzeit geltenden DIN-Bezeichnungen, insbesondere die Sinnbilder für Niete und Schrauben noch nicht vollständig durchgeführt wurden, erklärt sich einfach dadurch, daß sonst die meisten Druckstöcke für die Konstruktionseinzelheiten hätten neu hergestellt werden müssen, was kostspielig gewesen wäre, ohne daß man damit Wichtiges erreicht hätte. Den neueren Anschauungen über Knotenpunktbildung u. dergl. ist in ausreichendem Maße Rechnung getragen.

Das vorzüglich ausgestattete Buch darf in seiner vorliegenden neuen Fassung Lernenden und Konstrukteuren als ein wertvolles Hilfsmittel am Zeichentisch warm empfohlen werden. Ls.

Der Eisenbetonbau. Von Studienrat C. Kersten. Teil I, Ausführung und Berechnung der Grundformen. 13. Aufl. 366 S. mit 308 Abb. u. 34 Zahlentafeln. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geb. 8,10 R.-M.

Wiederum liegt der 1. Teil des bekannten Leitfadens in einer neuen Auflage vor. Er enthält die Baustoffe, ihre Verarbeitung und im Zusammenhange damit die Bauausführung. Ferner werden die

Festigkeiten und zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe sowie die Grundlagen der Berechnung von Eisenbetonquerschnitten behandelt. Der Inhalt ist den Fortschritten der letzten Jahre entsprechend ergänzt und erweitert worden. Wenn es auch noch nicht möglich war, die vor dem Abschluß stehenden neuen Eisenbetonbestimmungen usw. zu berücksichtigen, so haben doch die wichtigsten zu erwartenden Änderungen bereits Erwähnung gefunden und sind in einem Anhange zusammengestellt. Daher wird das Buch selbst nach dem Erscheinen der Bestimmungen größtenteils seinen Wert behalten. Die klare Darstellung wird von zahlreichen guten Abbildungen unterstützt und enthält umfangreiche Quellenhinweise. Eine geschickte Vereinigung von Theorie und Praxis macht das Werk nicht nur zur Einführung in das Gebiet des Eisenbetonbaues besonders geeignet, sondern bietet auch dem Fortgeschrittenen manche Anregung. Da Druck und Einband ebenfalls wieder als durchaus gut zu bezeichnen sind, wird sich das Buch einen großen Freundeskreis erwerben. Dr.-Ing. Roll.

Zeichnerische Bestimmung der Spiegelbewegungen in Wasserschlössern von Wasserkraftanlagen mit unter Druck durchflossenem Zulaufgerinne. Von Dr. techn. Ludwig Mühlhofer. 75 S. mit 11 Abb. Berlin 1924. Verlag von Julius Springer. Preis 3,90 R.-M.

Unter den vielen hydraulischen Problemen, die bei dem Entwerfen einer Hochdruckanlage auftauchen, bildet die Ermittlung der Abmessungen des Wasserschlosses eine recht interessante und keine einfache Aufgabe. Dabei hat es sich herausgestellt, daß der Weg, aus der vornherein festgestellten größten Spiegelabsenkung oder Erhöhung die Abmessungen des Wasserschlosses zu bestimmen, nicht gangbar ist, so daß der umgekehrte Weg gewählt werden mußte, nämlich unter Zugrundelegung gewisser Abmessungen den höchsten und niedrigsten Wasserspiegel zu bestimmen. Bei den verschiedenen Betriebsänderungen stellt sich diese Berechnung oft als eine recht schwierige Aufgabe dar. Eine mathematische Lösung in geschlossener Form ist auf Grund gewisser Annahmen nur im Falle des plötzlichen Schließens oder Öffnens der Turbinen von Forchheimer angegeben worden.

Seit der ersten Veröffentlichung von Prâsil (1908) sind zahlreiche Abhandlungen über diesen Gegenstand in verschiedenen Fachzeitschriften erschienen, von denen die schrittweise Auflösung der durch Differenzengleichungen ersetzten Differentialgleichungen von Pressel vielleicht am meisten verbreitet ist. In der letzten Zeit ist außerdem eine ausführliche Veröffentlichung von Vogt in Buchform erschienen. Das kurz nachher erschienene Buch von Mühlhofer — dessen Name seit seinen Druckstollen-Veröffentlichungen bekanntgeworden ist — gibt eine ausführliche Übersicht über die bisherigen Veröffentlichungen und behandelt ein zeichnerisches Verfahren zur Lösung der Differentialgleichungen erster Ordnung auf Grund eines von Mehmke gegebenen Integrationsverfahrens. Diese Lösung kann, wie auch der Verfasser bemerkt, als die zeichnerische Durchführung des Presselschen Integrationsverfahrens betrachtet werden.

Es ist sehr zu begrüßen, daß ein zusammenfassendes Werk über die Berechnung des Wasserschlosses erschienen ist; das Buch ist klar und übersichtlich abgefaßt und wird besonders denen, die eine zeichnerische Lösung bevorzugen, sehr gute Dienste leisten. Am Ende gibt der Verfasser eine Genauigkeitsprüfung seines Verfahrens an, was die Brauchbarkeit des Buches noch erhöht. Kelen.

Rahmenformeln. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel. 5. Auflage. 689 Rahmenfälle mit 1350 Abb. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 18 R.-M.; geb. 19,50 R.-M.

Brachte schon die vierte Auflage des bekannten Werkes zahlreiche Verbesserungen[1]), so hat wiederum die vorliegende fünfte Auflage eine beachtenswerte Neubearbeitung und wesentliche Erweiterung erfahren.

Die Rahmenformen an sich sind zwar nicht vermehrt worden, in verschiedenen Abschnitten haben aber weitere Belastungsfälle Aufnahme gefunden. Für mehrere einhüftige Zweigelenk- und geschlossene Rechteckrahmen wurden Angaben über Längskräfte neu angefügt. Eine Reihe von Formeln ist vereinfacht oder nach einheitlichen Gesichtspunkten umgestaltet worden. Bei den Rahmenformen mit wagerechten Riegeln sind Gleichungen für die Einflußlinien der Auflagerkräfte und wichtigsten Biegungsmomente hinzugekommen. Diese Neuerung ist außerordentlich zu begrüßen, da sie nunmehr auch für wandernde Lasten eine Abkürzung des Rechenverfahrens darstellt. Als willkommene Erweiterung ist ferner die Beigabe je eines Zahlenbeispieles zu den einzelnen Abschnitten anzusehen, da hierdurch die Sicherheit in der Anwendung der Formeln wesentlich erhöht werden dürfte.

Das gut ausgestattete Buch bildet für den entwerfenden Ingenieur ein äußerst wertvolles Hilfsmittel und sollte daher auf keinem Arbeitstisch fehlen. Dr.-Ing. Roll.

[1]) Siehe „Die Bautechnik" 1923, Heft 21, S. 200.

Die graphische Statik der Baukonstruktionen. Von Heinrich Müller-Breslau, Dr.-Ing. ehr., Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule in Berlin (†). II. Band, II. Abteilung, 2. Auflage. VIII u. 720 S. mit 553 Textabb. und 2 Tafeln. Leipzig 1925. Verlag von Alfred Kröner. Preis geh. 22, geb. 25 R.-M.

Die zweite Abteilung des zweiten Bandes des weltbekannten Werkes des kürzlich verstorbenen Meisters liegt jetzt in erweiterter zweiter Auflage vor. Die neue Auflage unterscheidet sich von der ersten durch eine andere Reihenfolge der Untersuchungen und durch zahlreiche neue Anwendungsbeispiele. Das Buch ist in zehn Abschnitte gegliedert. Der erste Abschnitt behandelt die Formänderung des geraden Stabes und die Elastizitätsgleichungen für Tragwerke aus geraden Stäben, der zweite den Balken auf mehreren starren Stützen und der dritte den Balken auf elastisch senkbaren Stützen. Der vierte Abschnitt beschäftigt sich mit dem durch einen Balken versteiften gelenkigen Stabzug, der fünfte mit parabelförmigen Einflußlinien, der sechste mit dem biegungsfesten Stabzug und der siebente mit dem vollwandigen Bogen. Im achten Abschnitt werden Rahmen und Rahmentragwerke erörtert, wobei großer Wert auf die Gegenüberstellung der verschiedenen Verfahren zur Berechnung mehrfach statisch unbestimmter Anordnungen gelegt ist. Der neunte Abschnitt bringt die Ermittlung der im Dreieckfachwerk durch die steifen Knoten entstehenden Nebenspannungen und erörtert die Frage nach der Knicksicherheit schlanker Gurtungen im elastischen Bereich. Der zehnte Abschnitt endlich behandelt die Sicherung der oberen Gurtungen oben offener Brücken durch biegungsfeste Halbrahmen.

Das Buch bedarf keiner Empfehlung. Die Werke von Müller-Breslau sind und bleiben das unentbehrliche und vornehmste Rüstzeug für den Bauingenieur, der sich mit Brücken und Ingenieurhochbauten zu beschäftigen hat. Schaper.

H. Rietschels Leitfaden der Heiz- und Lüftungstechnik. Ein Hand- und Lehrbuch für Architekten und Ingenieure. Von Prof. Dr. techn. K. Brabbée. 7. Auflage. 2 Bände mit zusammen 299 Textabbild., 32 Zahlentafeln und 10 Hilfstafeln. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 33 R.-M.

Allen denen, die mit dem Berechnen und Entwerfen, Bau oder Betriebe von Heiz- und Lüftungsanlagen zu tun haben, ist der von Altmeister Rietschel erstmalig vor 32 Jahren veröffentlichte „Leitfaden" rühmlich bekannt. Die sechste und die vorliegende siebente Auflage sind von Rietschels Nachfolger auf dem Lehrstuhl, Prof. Dr. techn. K. Brabbée, zeitgemäß neubearbeitet herausgegeben worden. Da aber Prof. Brabbée im Jahre 1923 dauernd nach Amerika übersiedelte, so übertrug er die Abschlußarbeiten für die neue Auflage seinem früheren Assistenten, dem Privatdozenten Dipl.-Ing. Dr. Wierz, der sich seiner Aufgabe in anerkennenswerter Weise entledigt hat.

Die siebente Auflage des Rietschelschen Leitfadens hat gegenüber der erst 1921 erschienenen sechsten Auflage keine grundlegenden Veränderungen, sondern nur Ergänzungen erfahren, die mit Rücksicht auf den inzwischen stattgefundenen Fortschritt der Technik hauptsächlich in der Wiedergabe neuer Konstruktionen bestehen.

Seit der sechsten Auflage besteht der Leitfaden aus zwei Teilen. Der I. Band zeigt dem Architekten die verschiedenen Arten der Heiz- und Lüftungsanlagen, deren Anwendungsgebiete kritisch abgegrenzt und die in ihren wichtigsten Einrichtungen beschrieben sind. Der II. Band enthält in gedrängter Form brauchbare, auf zahlreichen Versuchen Rietschels und Brabbées beruhende Rechenverfahren, die bei dem Entwerfen von Anlagen für den Ingenieur unentbehrlich sind. Das vorzüglich ausgestattete Werk, das zu den besten unserer Fachliteratur gehört, bedarf keiner besonderen Empfehlung; es wird auch in der neuen Auflage seinen guten alten Ruf behalten und sich neue Freunde erwerben. Ls.

Elementare Einführung in den Eisenbetonbau. Herausgegeben von Dr.-Ing. Riepert, Baurat. Teil I, 5. Auflage. 263 S. mit Abbildungen. Berlin 1924. Cementverlag G. m. b. H. Preis geh. 4 R.-M.

Das Lehrbuch erscheint auch in der vorliegenden 5. Auflage für die Einführung in das Eisenbetonbaugebiet durchaus geeignet. Neben dem eigentlichen Fachgebiete werden in ziemlich ausführlicher Form die statischen Grundgesetze des Trägers mit gerader Stabachse behandelt. Zum fachlichen Teil des Buches seien einige Wünsche für die Neuauflage gestattet. Auf allseitige Lagerung der Rechteckplatte müßte in Text und Abbildung hingewiesen werden; maßgebend sind die Untersuchungen von Dr. Marcus-Breslau. Die Tabellen für Steineisendecken möchten für $n = 15$ umgerechnet werden. Außerdem erscheint es empfehlenswert, für exzentrische Druckbeanspruchung Entwurfstabellen zu bringen. Schrägenausbildungen nach Maßgabe der Abb. 113 und 114 sind in der Praxis nicht üblich. Trotzdem kann aber das Buch auch in der vorliegenden Form sowohl für den Schulunterricht als auch für Selbststudium empfohlen werden.

C. Kersten.

Der Eisenbeton, seine Berechnung und Gestaltung. Von Prof. Dr.-Ing. R. Saliger. 5. Auflage. 635 Seiten mit 480 Abbild. und 137 Zahlentafeln. Leipzig 1925. Verlag von Alfred Kröner. Preis geh. 24 R.-M., geb. 26 R.-M.

Das in Fachkreisen gut eingeführte Werk Saligers besitzt auch in der 5. Auflage die gleiche Einteilung wie bisher: Baustoff, Berechnung, Gestaltung. Nach einem kurzen Überblick über Wesen und Entwicklung der Eisenbetonbauweise behandelt der erste Hauptabschnitt die Baustoffe und die Herstellung des Betons sowie seine Eigenschaften. Ferner werden die Festigkeiten und Formänderungen des Betons und deren Feststellung besprochen. Es folgen die Grundformen und Bewehrungen von Eisenbetonquerschnitten. Ein besonderer Abschnitt ist der Rost- und Feuersicherheit gewidmet.

Der zweite Teil des Buches umfaßt die Festigkeitslehre von Eisenbetonquerschnitten. Achsrechter Druck und Zug sowie die Beanspruchung durch Biegung werden eingehend behandelt und durch Erörterungen über Widerstand der Zug- und Druckzone ergänzt. Die Querschnittbemessung bei Biegung enthält eine Reihe von Zahlentafeln, die die Rechenarbeit verringern sollen. Auch für ausmittigen Druck und Zug werden umfangreiche Zahlenwerte und zeichnerische Tafeln zur Vereinfachung der Querschnittbestimmung geboten. Schubwiderstand und Verbund sowie Drehbeanspruchung finden ihrer Wichtigkeit entsprechende Beachtung. Die Untersuchung der Eigenspannungen in Verbundkörpern und Vorschläge zu ihrer Verminderung bilden den Abschluß der theoretischen Erörterungen.

Die Grundlagen wirtschaftlicher Querschnittbemessung von Eisenbetonbauteilen leiten zu dem dritten Hauptabschnitt, der Gestaltung, über. Nach den baulichen Eigentümlichkeiten des Eisenbetons werden Durchlaufträger mit verschiedenen Lasten und Verwendungszwecken besprochen; Zahlentafeln geben Werte für ihre Berechnung und Ausbildung. Das Gebiet der ringsum aufliegenden Platten und der Pilzdecken ist nur kurz behandelt. Einen größeren Raum nehmen die Bogen, Kuppeln und Rahmentragwerke ein. Schließlich folgen noch verschiedene andere Anwendungsgebiete des Eisenbetons wie Stützmauern, Behälter, Silos u. dergl. Im Anhang findet sich der Entwurf der neuen deutschen Eisenbetonbestimmungen von 1925 sowie ein Verzeichnis des einschlägigen Schrifttums.

Die dem Verfasser eigentümliche Darstellungsweise ist klar und wird durch zahlreiche Abbildungen erläutert. Die theoretischen Erörterungen berücksichtigen stets die neuesten Versuchsergebnisse und deren Auswertung. Den Fortschritten auf den Gebieten des Eisenbetonbaues ist überall Rechnung getragen. Viele durchgeführte Beispiele für Querschnittbemessung und Gestaltung sind geeignet, das Verständnis wesentlich zu fördern.

Somit stellt auch die neue Auflage des Werkes nicht nur ein ausgezeichnetes Lehrbuch, sondern auch einen ernsten Berater zur Weiterbildung und Vertiefung der Kenntnisse dar. Das Buch verdient daher wie seine Vorgänger empfohlen zu werden. Dr.-Ing. Roll.

Sicherungsanlagen im Eisenbahnbetriebe. Von Dr.-Ing. W. Cauer, Geh. Baurat, Prof. an der Technischen Hochschule Berlin, mit einem Anhang „Fernmelde-Anlagen und Schranken" von Dr.-Ing. F. Gerstenberg, Regierungsbaurat, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin. Teil II, Bd. 7 der Handbibliothek für Bauingenieure, herausgegeben von R. Otzen. 460 S., 484 Textabbildungen und 4 Tafeln. Berlin 1922. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 15 R.-M.

Dieses Werk, mit Sachregister und Bücherschau versehen, behandelt in sieben Kapiteln mit vielen Abschnitten, und zwar im ersten Hauptteil: I. die Wege der Züge und Verschiebefahrten, sowie ihre Kennzeichnung durch Signale, II. die Stellwerksanlagen, III. die mechanischen Stellwerke, IV. die Blockverbindungen und Stellwerke, V. das Entwerfen der Sicherungsanlagen, VI. die Kraftstellwerke, VII. abweichende Sicherungseinrichtungen im Auslande, teilweise auch in Deutschland, und im zweiten Hauptteil: I. die Telegraphenanlagen, II. die Fernsprechanlagen, III. die Läutewerke, IV. die Einrichtungen zur Überwachung der Fahrgeschwindigkeiten, V. die Zählwecker, VI. elektrische Gleismelder, VII. die Wegeschranken.

Das vorzüglich ausgestattete, aus reicher und moderner Erfahrungswissenschaft geschöpfte Werk behandelt den recht verzwickten, allgemein nur schwer in den Vorstellungskreis tretenden, für die Sicherung des neuzeitlichen Eisenbahnbetriebes aber äußerst wichtigen und ungemein umfangreichen Stoff in glänzender und erschöpfender, dennoch gedrängter und anschaulicher Weise, daß es höchste Beachtung verdient und als eine große Bereicherung eisenbahntechnischen Schrifttums angesehen werden muß. Es vermag nicht nur dem angehenden Fachmann zur weiteren Unterrichtung an erster Stelle, sondern auch dem Lernenden zu einer klaren, an vielen Beispielen oder Abbildungen erläuterten Einführung in dieses vielverzweigte, den meisten Bauingenieuren fernliegende Gebiet zu dienen.

Dr.-Ing. Herbst.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften, III. Teil: Der Wasserbau, 4. Band: Die Entwässerung der Städte. Herausgegeben und bearbeitet von Dr.-Ing. ehr. Ewald Genzmer. 5. Auflage. 583 S. m. 765 Abb. Leipzig 1924. Verlag von Wilhelm Engelmann. Preis geh. 28 R.-M., geb. 31 R.-M.

Das rühmlich bekannte, 1903 in vierter Auflage erschienene führende Werk der Städteentwässerung des Altmeisters August Frühling war seit Jahren vergriffen, und es entspricht einem von den auf diesem Sondergebiete tätigen Ingenieuren tief empfundenen Bedürfnis, daß jetzt das erste Kapitel des Werkes, das die Anlagen zur Abführung der Brauch- und Regenabwässer behandelt, in neuer Bearbeitung in der fünften Auflage wieder auf dem Büchermarkt erschienen ist.

Bearbeiter ist der Nachfolger Frühlings auf dem Dresdener Lehrstuhl für Städteentwässerung. Äußerlich ist dieses erste Kapitel von 410 Seiten mit 601 Abbildungen auf 563 Seiten mit 765 Abbildungen angewachsen. Hoffentlich erscheint recht bald das ebenfalls seit Jahren vergriffene zweite Kapitel über die Klärung und Reinigung der städtischen Abwässer in neuer Bearbeitung.

Das umfangreiche Stoffgebiet ist in folgender Gliederung behandelt: Einleitung, Zweck und Ziel der Ortsentwässerung, Haus- und Grundstücksentwässerung, die einzelne Straßenleitung, Zusammenführung der Leitungen, Entlastungsanlagen, Kreuzungen der Entwässerungsleitungen mit anderen baulichen Anlagen, Dückerleitungen, Heberleitungen, Hochwasserverschlüsse und Mündungsstellen, Hebung der Abwässer, Reinigung der Leitungen, Lüftung des Entwässerungsnetzes, offene Leitungen, Misch- und Trennverfahren, allgemeine Anordnung des Entwässerungsnetzes, Rückblick und Ausblick (die Entwässerungsfrage bei Kleinsiedlungen), Anhang (Verordnungen).

Mit dieser Gliederung weicht Genzmer von der alten Frühlingschen ab, die mit der geschichtlichen Entwicklung der Städteentwässerung begann, die allgemeinen Gesichtspunkte voranstellte und erst dann auf die Sondergebiete einging. Wie er in der Einleitung auseinandersetzt, hat er diesen Gang gewählt, um Wiederholungen desselben Stoffes an den verschiedenen Stellen des Werkes zu vermeiden, vor allen Dingen aber, weil er in seiner zwanzigjährigen akademischen Lehrtätigkeit die Erfahrung gemacht hatte, daß es dem Lernenden und Neuling bei der bisherigen Einteilung nicht leicht gelang, sich in dieses Sondergebiet der Ingenieurwissenschaft einzuarbeiten. Er verfolgt deshalb den einzelnen Schmutzwassertropfen von der Entstehungsstelle in den Haushaltungen und auf den Straßen auf seinem Wege durch die Leitungen bis zur Sammel- oder Ausmündungsstelle in den Vorfluter. Auf diese Weise werden der Reihe nach die technischen Einrichtungen der Hausentwässerungsanlagen, der Straßenleitungen in bezug auf Höhen- und Seitenlage im Straßenkörper, auf Gefälle und Querschnittform und der Entlastungsanlagen behandelt. Erst nachdem so alle Einzelteile einer Stadtentwässerung bekannt geworden und damit die Grundlagen für eine richtige Beurteilung des Stoffgebietes gewonnen sind, geht er zur Besprechung der verschiedenen Entwässerungsarten und der verschiedenen Anordnungen der Leitungsnetze über. Mit einer kurzen Darstellung der geschichtlichen Entwicklung des Entwässerungswesens und der Besprechung der Entwässerungsfrage bei Kleinsiedlungen schließt das Kapitel. Genzmer hat mit dieser Einteilung einen guten Griff getan. Sie hat vor der alten den Vorzug größerer Übersichtlichkeit und erleichtert dem Studierenden wie dem Fachmann das Studium des Werkes.

Der zur Verfügung stehende knappe Raum verbietet ein Eingehen auf Einzelheiten. Ich komme daher nur einem im Vorworte ausdrücklich ausgesprochenen Wunsche des Verfassers nach, wenn ich auf wenige Punkte hinweise, die zu ergänzenden oder gegenteiligen Bemerkungen Veranlassung bieten.

Auf S. 153 bis 158 wiederholt Genzmer alle in der vierten Auflage von Frühling aufgeführten Faustformeln für die durch den Verzögerungsvorgang beim Abfluß des Regenwassers aus größeren Entwässerungsgebieten herbeigeführten verminderten Abflußmengen. Alle diese Formeln sind handwerksmäßig roh gegriffene Schätzungen und entbehren jeder logischen Begründung. Nachdem Frühling als Erster den Weg gewiesen hat, diese Abflußmengen durch ein auf die wirklichen Abflußvorgänge im Leitungsnetz Rücksicht nehmendes Verfahren zu ermitteln, und diese Verfahren inzwischen noch weiter vervollkommnet sind, sollte man diese Denkmäler technisch falscher Gedankengänge der wohlverdienten Vergessenheit überlassen und sie nicht immer wieder in Lehrbüchern aufführen.

Bei der Besprechung der Dichtungsweisen der Steinzeugrohre (S. 203 u. 204) hätte es sich bei den schlechten Erfahrungen, die man mit Ton- und Zementdichtungen gemacht hat, empfohlen, entschiedener für die Asphalt- und Teerkittdichtungen einzutreten. Die peinlich genaue geschichtliche Aufführung bereits überwundener Ausführungsweisen gegenüber den jetzt nur noch in Betracht kommenden wirkt nur zu leicht verwirrend auf den mit den Verhältnissen nicht Vertrauten. Bei den Zementrohren (S. 212) vermisse ich den Hinweis

auf ihre bereits durch den Normenausschuß der Deutschen Industrie (DIN) bewirkte Normung.

In dem Abschnitt über die Regenauslässe (S. 295 u. 296) ist meiner Ansicht nach viel zu sehr der Gesichtspunkt der zulässigen Verdünnung der Hauswässer hervorgekehrt. Unter dem Einflusse der behördlichen Forderung einer fünf- bis zehnfachen Verdünnung des Hauswassers bis zum Eintritt des Überlaufens der Regenauslässe hat sich bei uns die Auffassung eingeschlichen, daß man mit der Erfüllung dieser Forderung ein Mittel zur Verhütung der Verschmutzung der Vorfluter in die Hand bekommen hätte. Diese Auffassung trifft aber nur für diejenigen Regenfälle zu, die kleiner oder höchstens gleich dem festgesetzten Verdünnungsgrade sind, und für alle stärkeren Regenfälle nur für die kurze Spanne Zeit von wenigen Minuten, die bis zum Ansteigen des Wasserstandes bis zur Überfallschwelle verfließt. Von diesem Augenblick an, also in der Praxis für die weitaus überwiegende Zeit, ist der Verdünnungsgrad ausschließlich von der Stärke des Regenfalls abhängig. Die Zulässigkeit für die Einführung des Mischwassers in den Vorfluter ist daher lediglich von der biologischen Reinigungskraft des Vorfluters abhängig zu machen.

Bei den Reinigungsgeräten für die Entwässerungsleitungen (S. 423 bis 427) finde ich den Rennertschen Reinigungswagen (Rennert, Bremen, Wilhelmstraße 24) nicht erwähnt, obwohl er sich in der Praxis bei der Beseitigung von durch eingewachsene Baumwurzeln oder andere Hindernisse verursachten Verstopfungen ausgezeichnet bewährt und die sonst unvermeidliche kostspielige Aufgrabung und Neuverlegung stark verstopfter Leitungsstrecken unnötig gemacht hat. Er läuft auf aus Stahlscheiben gebildeten Rädern, die durch Federn stark gegen die Rohrwandung angepreßt werden und deren Rand wie bei der Kreissäge zu Sägezähnen ausgebildet ist, die bei der Fortbewegung des Wagens die Hindernisse zerschneiden und den Rohrquerschnitt wieder frei machen.

Im allgemeinen darf gesagt werden, daß Genzmer die Frühlingsche Hinterlassenschaft in allen Teilen auf zeitgemäße Höhe gebracht und um die inzwischen gemachten Erfahrungen bereichert hat. Namentlich ist anzuerkennen, daß er überall auf die Notwendigkeit hinweist, die Abwässer in frischem Zustande nach der Sammelstelle zu bringen und alle Anordnungen zu verwerfen, die geeignet sind, Schmutzstoffe zurückzuhalten und damit die Entstehung faulender Abwässer zu begünstigen. Auch der Ersatz der irreführenden Frühlingschen Bezeichnungsweise „Schwemmverfahren“ für die gemeinsame Abführung der Haus- und Regenwässer in einem einzigen Leitungsnetz gegenüber ihrer Abführung in gesonderten Rohrnetzen beim „Trennverfahren“ durch die klare Bezeichnung „Mischverfahren“ muß begrüßt werden. Mit der neuen Auflage ist die deutsche Städteentwässerungstechnik wieder in den Besitz eines dieses schwierige Sondergebiet in mustergültiger und erschöpfender Weise darstellenden Werkes gelangt. Karl Meier, Berlin.

Eisenbahn-Hochbauten. Von C. Cornelius, Regierungs- und Baurat in Berlin. Teil II, Bd. 6 der Handbibliothek für Bauingenieure, herausgegeben von R. Otzen. 125 S. mit 157 Textabb. Berlin 1921. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 6,40 R.-M.

Dieses Werk behandelt, mit Sachregister und umfassender Bücherschau versehen, ein für das neuzeitliche Eisenbahnwesen sehr bedeutsames Gebiet in einer klaren, übersichtlichen und kurz gefaßten Form. In ihm ist gewandt und zusammenhängend behandelt, was bisher meist in einzelnen Aufsätzen verschiedener Zeitschriften zu lesen war, und zwar vereint mit den für den Eisenbahn-Hochbau geltenden Bestimmungen.

Das Werk umfaßt in vier Hauptteilen: I. Einleitung. — II. Bauten für den Verkehr. a) Empfangsgebäude, b) Stellwerksgebäude, c) Güterschuppen, d) Lokomotivschuppen, e) Wagenschuppen, f) Werkstätten, g) Lagerhäuser, h) Wassersammelbehälter. — III. Bauten für die Verwaltung. a) Direktionsgebäude, b) Amtsdienstgebäude, c) Bahnmeistereien, d) Bahnwärterbuden. — IV. Wohlfahrtseinrichtungen. a) Aufenthaltsräume und Speiseanstalten, b) Übernachtungsgebäude, c) Schlafheime und Ledigenheime, d) Dienstwohnungen.

Das handliche und preiswerte Büchlein, das der Verleger recht gut ausgestattet hat, sollte bei keinem Ingenieur fehlen, der sich mit Eisenbahnanlagen größeren Stils zu beschäftigen hat; es dient auch dem Studierenden vorzüglich zur Einführung. Dr.-Ing. Herbst.

Nordamerikanische Betonstraßen. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. Mit 98 Abb. Berlin 1925. Zementverarbeitung, Heft 20. Cementverlag. Preis 2,50 R.-M.

Der Versuch Kleinlogels, den heutigen Stand des Baues von Automobilstraßen aus Beton in Nordamerika darzulegen, ist glänzend gelungen. Endlich einmal eine klare systematische Darstellung, die für die Straßenbauunternehmer wie für die deutschen Bauverwaltungen von hohem Werte ist.

Nach einer kurzen geschichtlichen Einleitung erörtert Verfasser die Vorteile und Nachteile der Betonstraßen. Vorteile sind u. a. die schnelle Herstellung, Zuschlagstoffe ohne besondere Aufbereitung, Beton gegen Temperatur weniger empfindlich als Asphalt, geringe Unterhaltung. Nachteile: Rissebildung, Schwierigkeit, nachträglich Leitungen einzulegen, Verkehr beim Bau längere Zeit unterbunden, Säuregefahr aus dem Untergrund. Die Untergrundverhältnisse werden eingehend gewürdigt. Lehm und feiner Sand halten die Feuchtigkeit. Dann wird die Belastung des Untergrundes untersucht und auf die verschiedene Beanspruchung der Betonplatten hingewiesen und die Vorbereitung des Untergrundes besprochen. Im Anschluß daran werden die Querschnittsformen und die Konstruktion der Betonplatten entwickelt, die Platten ohne und mit Eisenbewehrung, ihre Form und Stärke, die einschichtige und zweischichtige Straße unter Beifügung charakteristischer Beispiele und die Bewehrung der Randsteine behandelt. An die Steigungsverhältnisse schließt sich eine ausführliche Besprechung der Kurvenausbildung, insbesondere der Überhöhung und Verbreiterung und Erzielung der Verkehrsübersicht. Ein Hauptkapitel ist der wichtigen Frage der Quer- und Längsfugen sowie der Arbeitsfugen gewidmet, die noch nicht völlig geklärt ist. Im allgemeinen sollen Querfugen alle 7,5 bis 9 m, nicht über 12 bis 15 m angeordnet werden, bei Eisenbewehrung alle 12 bis 18 m, Längsfugen bei $b > 6$ m oder bei halbseitiger Ausführung. Die Verbindungseisen an den Fugen werden eingehend behandelt. Der nächste Abschnitt gilt der Zubereitung des Betons und den Mischverhältnissen. Wichtig ist die Verteilung der Baustoffe nach Raumgewicht und die Unterstützung der Zuschlagstoffe (Patzenprobe, Hohlraumminimum). Bei der Verarbeitung des Betons werden die Besonderheiten der amerikanischen Mischmaschinen eingehend in Wort und Bild vorgeführt, die seitliche Schalung, das Anfeuchten des Untergrundes, das Einebnen und Glätten des Betons mit Segeltuch anschaulich beschrieben, und zwar sowohl bei Handarbeit wie beim üblichen Maschinenbetriebe, wobei auch das Feststampfen durch das Vibrationsverfahren gezeigt wird. Die Nachbehandlung des Betons, der Schutz gegen Regen und Sonnenstrahlen durch Erdschicht oder Stroh oder die Teichmethode, die Behandlung durch Calciumchlorid, der Schutz bei Frost und die Oberflächenbehandlung mit Bitumen bilden das letzte Kapitel vom Bau der Betonstraßen. Dann schildert der Verfasser die Unterhaltung der Betonstraßen durch Flicken mit Bitumensplitt und die Behandlung der Risse. Es folgen Angaben über die Unterhaltungskosten und die Lebensdauer der Betonstraßen und schließlich über die Herstellungskosten, die für die reine Betonplatte bei einer Breite von 5,4 m zwischen 68000 und 100000 R.-M. für 1 km schwanken.

Alle Bauvorgänge werden ins Einzelne durch 98 vorzügliche Abbildungen erläutert. Besonders hervorzuheben ist noch die vorsichtige Darstellung, die stets auf die besonderen amerikanischen Verhältnisse hinweist und den Leser so vor Trugschlüssen auf deutsche Verhältnisse bewahrt, was bisher in vielen Veröffentlichungen ähnlicher Art leider nicht geschehen ist. — Dem Buch kann man zu Nutz und Frommen des Betonstraßenbaues in Deutschland nur die weiteste Verbreitung wünschen. Dr.-Ing. Speck.

Beiträge zu einer dynamischen Theorie des Eisenbahnoberbaues. Von Dr.-Ing. Dreyer, Regierungsbaurat. 63 S. mit Abbildungen u. 2 Tafeln. München 1924. Verlag von Johs. Albert Mahr. Preis 3 R.-M.

So einfach das Gebilde des aus Schienen und Querschwellen bestehenden Oberbaues ist, so wenig einfach ist die Erfassung des Kräftespiels eines mit veränderlichen Lasten befahrenen Gleises sowie die Ermittlung der Spannungen und die Prüfung der Zweckmäßigkeit der Abmessungen im Vergleich zu den in der Praxis bewährten Konstruktionen. Wenn ja auch derartige Untersuchungen sich stets auf zuverlässige Erfahrungs- und Beobachtungsergebnisse aufbauen müssen, so können diese Erkenntnisse erst in zweckdienlicher Weise ausgenutzt werden, wenn sich auf dieser Grundlage eine wissenschaftliche Theorie aufbaut, die einen möglichst zutreffenden Einblick in das tatsächliche Spiel der Kräfte gewährt.

Um den Verlauf der Schwingungen des dynamisch untersuchten Oberbaues kennenzulernen, stelle man sich den stetig durchlaufenden Schienenträger außerhalb des Bereichs der Schienenstöße als stetige Aufeinanderfolge des Mittelfeldes eines auf vier elastischen Stützen ruhenden Trägers vor. Die elastische Kraft der Schwingung ist dann periodisch mit dem Schwellenabstande. Die Bahnkurve für die bewegte Last, dargestellt durch eine Differentialgleichung II. Ordnung, überführt der Verfasser unter Berücksichtigung gewisser Eigenschaften der elastischen Kraft im Eisenbahnoberbau in ein System von einander überlagernden Schwingungen mit konstanter Elastizitätsstärke, deren Differentialgleichungen ohne Schwierigkeit integriert werden können. Dieses Verfahren gestattet nicht nur die Veränderlichkeit der äußeren Kräfte zu berücksichtigen, sondern gewährt auch Einblick in gewisse Wechselbeziehungen zwischen Gleis und rollendem Material.

Den Berechnungen wurde mangels anderer Beobachtungsergebnisse das bekannte Winklersche Gesetz über das elastische Verhältnis der Bettung zum Gleisdruck zugrunde gelegt. Durch eine genauere Kennt-

nis des Verhaltens der Bettung unter den schnellen Lastwechseln des Betriebes würde die dynamische Theorie des Oberbaues, die durch die scharfsinnige Abhandlung Dreyers eine äußerst wertvolle Bereicherung erfahren hat, noch wesentlich gefördert werden. Es würde dann Aussicht bestehen, daß man aus dem handwerksmäßigen Konstruieren zu einer auf wissenschaftlicher Grundlage beruhenden Durchbildung des Oberbaues gelangen würde.

Die gediegene wissenschaftliche Arbeit, die in einem vorzüglich ausgestatteten Heft erschienen ist, darf der eingehenden Beachtung der interessierten Fachkreise gewiß sein.

Prof. Dr.-Ing. W. Müller, Dresden.

Städtebau. Von Dr.-Ing. Otto Blum, ordentl. Professor an der Technischen Hochschule Hannover, von G. Schimpff, ordentl. Professor an der Technischen Hochschule Aachen, und von Dr.-Ing. W. Schmidt, Stadtbauinspektor in Stettin. Teil II, Bd. 1 der Handbibliothek für Bauingenieure, herausgegeben von R. Otzen. 478 S. mit 482 Textabb. Berlin 1921. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 15 R.-M.

Das Werk, tadellos ausgestattet, knapp und verständlich gefaßt, behandelt, mit einem Sach- und Literaturverzeichnis versehen, den ganzen Städtebau in übersichtlicher Form, nach neuzeitlichen Gesichtspunkten, und zwar im bauingenieurtechnischen, im schönheitlichen, im wirtschaftlichen, im lebenerhaltenden und im sozialen Sinne.

Der Inhalt umfaßt in drei großen Abschnitten A. den Städtebau im allgemeinen, B. die städtischen Verkehrsmittel, C. den Abriß des Straßenbaues. Im einzelnen: zu A. 1. die Großstadtfrage, 2. die allgemeine Lösung der Aufgabe, 3. die Straßen, 4. die Plätze, 5. den Fernverkehr, 6. die Freiflächen und Grünanlagen, 7. die Wohnungen, 8. die Gewerbeviertel; — zu B. 1. Stadtverkehr und seine Wege, 2. Stadt- und Vorortbahnen, 3. Straßenbahnen, 4. Omnibusse, 5. Wasserverkehr, 6. Verkehrspolitik; — zu C. 1. Allgemeines, 2. Linienführung, 3. Ausführung, 4. Straßenreinigung, 5. Müllbeseitigung.

Das recht vielseitig aufgefaßte und den Stoff erschöpfend behandelnde Werk, das in dieser Güte eine recht wertvolle Bereicherung des technischen Schrifttums bietet, gewinnt gerade in unserer Zeit, wo großstädtische Bebauungs-, Siedlungs- und Verkehrsfragen sowie allgemeine Wirtschaftspflege zum großen Teil im Brennpunkte des Interesses stehen, allgemeine Bedeutung und darf m. E. in der Bibliothek derer nicht fehlen, die sich einerseits mit den aktuellen Fragen des Städtebaues beschäftigen, anderseits sich über dieses Gebiet des Bauingenieurwesens studienhalber unterrichten wollen.

Dr.-Ing. Herbst.

Arbeitswissenschaft und Psychotechnik in Rußland. Von Dr. Franziska Baumgarten. 147 S. mit 9 Abb. München und Berlin 1924. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 3,60 R.-M.

Die in dem Buch gegebene Darstellung der im neuen Rußland geleisteten Arbeit auf dem Gebiete der Arbeitswissenschaft und Psychotechnik schöpft nicht aus eigener Anschauung der Verfasserin, sondern nur aus dem zur Verfügung gestandenen, in einem Anhang zusammengestellten, allerdings recht umfangreichen russischen Schrifttum. Kann daher diese Darstellung, wie die Verfasserin selbst in der Einleitung ausspricht, kein allzu getreues Bild, weder von dem absoluten noch von dem relativen Wert des Geschaffenen und Geleisteten geben, so liefert sie doch einen sehr beachtenswerten, weiten Überblick über das, was für den Wiederaufbau der zerrütteten Wirtschaft in Rußland theoretisch und praktisch auf eigenen Wegen, wie auch in Anlehnung an westeuropäische und nordamerikanische Wissenschaft und Praxis bisher erstrebt und versucht worden ist. Das im Schlußwort noch einmal betonte Ziel des Buches, die Anfänge der Entwicklung der behandelten Wissenschaftszweige in Rußland für weitere Kreise objektiv festzulegen, ist sicherlich erreicht. Darüber hinaus bieten die begleitenden kritischen Bemerkungen und Ausblicke der sachkundigen Verfasserin dem Leser Anregung, in die Fragen tiefer einzudringen, um über den Wert der russischen Arbeit für die Gesamtarbeit der Welt auf diesen Gebieten ein Urteil zu gewinnen.

Brandt.

25 Jahre Emschergenossenschaft. Im Auftrage des Vorstandes herausgegeben von Baudirektor Dr.-Ing. ehr. Helbing. Essen 1925. Selbstverlag der Emschergenossenschaft. Preis geh. 25 R.-M., geb. 28 R.-M.

Das 25jährige Bestehen der Emschergenossenschaft hat ihren Vorstand veranlaßt, eine Denkschrift über ihre bisherige Entwicklung und ihre zukünftigen Ziele zusammenzustellen. Das reich ausgestattete Werk behandelt auf 350 Großfolioseiten mit 348 Abbildungen ausführlich die Organisation und die baulichen Einrichtungen der Emschergenossenschaft selbst, ferner auf 42 Seiten in kurzem Auszuge die Einrichtungen von sechs weiteren Abwassergenossenschaften, die sich nach dem Emscher Muster gebildet haben, und bringt zum Schluß auf 156 Seiten die Nachdrucke von 16 Abhandlungen, die von den Technikern der Genossenschaft in den letzten Jahren in verschiedenen technischen Zeitschriften über Abwasserfragen veröffentlicht sind.

Der knappe zur Verfügung gestellte Raum verbietet auf Einzelheiten des Werkes einzugehen. Es sei deshalb nur darin erinnert, daß erst der Ausbau der Emscher zum Abwasserfluß die Vorbedingung schuf für die in gesundheitlicher Beziehung einwandfreie Unterbringung so gewaltiger Menschenmengen auf engem Raume, wie es die Riesenentwicklung der rheinisch-westfälischen Industrie in den Jahren bis zum Ausbruche des Krieges erforderlich machte. Die Techniker der Genossenschaft haben die ihnen gestellten Aufgaben in vorbildlicher Weise gelöst und sind bei der Ausbildung der Ausführungsarten der Abwasserkläranlagen mit an erster Stelle tätig gewesen. Jedem Techniker, der sich über dieses Sondergebiet genauer unterrichten will, ist das Studium des Werkes auf das angelegentlichste zu empfehlen.

Karl Meier, Berlin.

Schwindspannungen in Trägern aus Eisenbeton. Von Ingenieur Leopold Herzka, Hofrat, Vorstand der Fachgruppe für Brückenbau der österr. Bundesbahn-Direktion Wien-Nord-Ost. 137 S. mit 29 Abb. und zahlreichen Tabellen. Leipzig 1925. Verlag von Alfred Kröner. Preis geh. 7,50 R.-M.

Das vorliegende Buch behandelt in eingehender Weise die neueren Versuche über den Einfluß des Schwindens und bringt sehr beachtenswerte Vorschläge zur praktischen Auswertung dieser Versuche. Berücksichtigt werden in erster Linie die bekannten Versuchsarbeiten des Deutschen Ausschusses für Eisenbetonbau, deren wichtige Ergebnisse in den Heften 23, 34, 35 und 42 niedergelegt sind. Herzka bringt eine Näherungstheorie zur Berechnung der Schwindspannungen, und zwar auf Grund der in der Z. d. V. d. I. 1912, Nr. 51 veröffentlichten Versuche von Graf. Anschließend hieran werden aus den österreichischen Versuchen und aus den Versuchen von Schüle Beziehungen zwischen Näherungsrechnung und Meßergebnis hergestellt. Herzka sieht in dem neuerdings sehr in Aufnahme gekommenen Betonspritzverfahren ein gutes Mittel zu einer wesentlichen Verminderung des Schwindmaßes. Er empfiehlt die Verwendung magerer Mischungen, insbesondere solcher mit hochwertigen Zementen. Der Hinweis auf die Sinnlosigkeit von Probebelastungsvorschriften soll, soweit es sich um die Aufbringung der vollen Rechnungslasten handelt, auch an dieser Stelle unterstrichen werden. Es werden dem jungen Beton Spannungen zugemutet, die zu einer dauernden Schädigung führen können. Jedenfalls ist die Höhe der Belastung bei solchen Probebelastungen dem Alter des Bauwerks anzupassen. — Das Buch ist wissenschaftlich von hohem Werte; seine Anschaffung kann jedem Fachmann angelegentlich empfohlen werden.

C. Kersten.

Fortschritte der Abwasserreinigung. Von Dr.-Ing. K. Imhoff. 112 S. u. 69 Abb. Berlin 1925. C. Heymanns Verlag. Preis 3,60 R.-M.

Das Buch bringt eine kurze Übersicht über die bei der Abwasserreinigung seit dem Jahre 1914 in Deutschland, England und Amerika geschaffenen wesentlichen Neuerungen, sowie vergleichende Angaben der Kosten der verschiedenen Reinigungsverfahren. Am Schlusse des Buches finden sich Angaben über die benutzte Literatur und Patentschriften. Ausführlicher werden behandelt die ohne Reinigungsbürsten und Abstreicher arbeitende Siebtrommel von Hurd, die die Dorr Co. in die Praxis eingeführt hat, und neue Bauarten des Emscherbrunnens, dessen Erfinder der Verfasser des Buches ist, sowie die Ausfaulung des Abwasserschlammes in jenen und in besonderen Kesseln. Weitere Kapitel behandeln die Gasgewinnung aus Schlammfaulräumen und die landwirtschaftliche Verwertung des frischen und ausgefaulten Schlammes, sowie die Benutzung von Sicker-, Auflandungs- und Regenwasserbecken zur Abwasserreinigung. Auch Flußkläranlagen werden besprochen. Eine ausführlichere Behandlung erfährt die biologische Abwasserreinigung mit belüftetem Faulraumschlamm. Eine Anzahl solcher Anlagen wird beschrieben und deren Anwendbarkeit, Kostenfrage und Schlammbeseitigung erörtert. Bei der chemischen Klärung und Reinigung des Abwassers werden das Chlorverfahren eingehender besprochen und die mit diesem bei der Emscher-Genossenschaft gemachten Erfahrungen angegeben. Als besonderer Vorzug für das Chlorverfahren werden die geringen Anlagekosten angeführt. Endlich werden noch Hauskläranlagen und die im Ruhrtal bestehenden Verhältnisse hinsichtlich der Trinkwassergewinnung und Abwasserbeseitigung besprochen.

Das Buch ist jedem, der sich mit der Städteentwässerung und Abwasserbeseitigung zu befassen hat, zu empfehlen. Es bildet zusammen mit dem von demselben Verfasser in vierter Auflage herausgegebenen „Taschenbuch der Stadtentwässerung“ (vergl. hierzu S. 593; die Schriftleitung) einen Wegweiser für die Auswahl und Berechnung derartiger Abwasserbeseitigungs- und Abwasserreinigungsanlagen.

Dr. Kirstädter.

Mathematik. Von Dr. phil. H. E. Timerding, ordentl. Professor an der Technischen Hochschule Braunschweig. Teil I (Hilfswissenschaften), Bd. 1 der Handbibliothek für Bauingenieure von R. Otzen. 242 S. mit 192 Abb. Berlin 1922. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 6,40 R.-M.

Dieses vorzüglich ausgestattete Werk behandelt in kluger Beschränkung auf das Notwendige, aber doch in übersichtlicher, sachlicher und verständlicher Form die Ingenieurmathematik in zehn Kapiteln, und zwar die arithmetischen und algebraischen Elemente, die geometrischen Elemente, die ebene Geometrie, die Raumgeometrie, dazu besondere Probleme der letzteren, die Differential- und Integralrechnung und deren geometrische Anwendungen, Differentialgleichungen, Vektoren.

Die schwierige Aufgabe, auf gedrängtem Raum auch für den wissenschaftlich weniger Vorgebildeten in allgemein leicht verständlicher Weise den an sich überaus umfangreichen Stoff auf die Bedürfnisse der Ingenieurkunst zuzuschneiden, ist glänzend gelöst. Die von den Elementen ausgehende Behandlung ist ebenso anregend wie instruktiv. Es fehlt m. E. ein Hinweis auf die Differenzen-Gleichungen, die auch im Bauingenieurwesen immer wichtiger werden.

Das Buch kann dem Studierenden der älteren Semester wie auch dem praktisch schaffenden Ingenieur nur von großem Nutzen sein.

Dr.-Ing. Herbst, Regierungs- und Baurat.

Zahlenbeispiele zur statischen Berechnung von Eisenbeton-Konstruktionen. Von Bauingenieur M. Bazali †, herausgegeben von Reg.-Baumstr. a. D. L. Baumeister. 2. Aufl. 320 S. mit 102 Abb. u. Zahlentafeln. Berlin 1925. Willy Geissler Verlag. Preis geb. 12 R.-M.

Das vorliegende Werk will dem praktisch tätigen Techniker ein Hilfs- und Nachschlagebuch auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues sein. Auf elementarer Grundlage aufgebaut, werden die Baustoffe und ihr Zusammenwirken sowie die Gestaltung und Berechnung einfacher Eisenbetonbauteile behandelt und an Zahlenbeispielen erläutert. Ein Anhang mit Angaben über Arbeitsgeräte, die im Betonbau Verwendung finden, beschließt den Inhalt.

Da das Buch gleichsam als Einführung in das Gebiet zu betrachten ist, erscheint die Gliederung des Stoffes nicht überall klar genug. Die rein statisch gehaltene „Berechnung der Balken auf Biegung“ sollte nicht die Angaben über Baustoffe und Beton trennen, sondern nach diesen der „Berechnung von Platten und Balken“ vorangehen. Durch eine klarere Anordnung, auch in drucktechnischer Hinsicht, ließe sich die Übersicht oft wesentlich erhöhen.

Die angeführten Normen und Vorschriften sind teilweise schon lange durch neue ersetzt, so daß die danach aufgestellten Zahlentafeln (z. B. für Steineisendecken) und Rechnungsbeispiele nicht mehr zutreffen. Auch mit veralteten Eisenquerschnitten sollte man ein derartiges Buch nicht belasten! Die Zahlenbeispiele sind meist gut, teilweise aber so ausführlich behandelt, daß eine Kürzung oft mehr Klarheit bringen würde. Dr.-Ing. Roll.

Die genaue Berechnung gelenkloser Gewölbe und der Einfluß des Verlaufes der Achse und der Gewölbestärken. Von Dr.-Ing. Friedrich Hartmann, Professor an der Technischen Hochschule Wien. 86 S. m. 19 Textabb. 2. Aufl. Leipzig und Wien 1925. Franz Deuticke. Preis geh. 1,40 R.-M.

Die vorliegende Abhandlung wurde zuerst in der Melan-Festschrift im Jahre 1923 veröffentlicht. Der rasche Absatz der damals angefertigten Sonderdrucke machte die Herausgabe einer zweiten Auflage erforderlich. Die Schrift behandelt zunächst die genaue Theorie des gelenklosen unsymmetrischen Gewölbes und den Einfluß von Vernachlässigungen in der Berechnung; dann wird an einem Beispiel gezeigt, welchen Einfluß die Form der Bogenachse und der Verlauf der Gewölbestärken auf die Randspannungen flacherer Gewölbe haben.

Die Schrift wird demnach bei der Berechnung größerer eingespannter Gewölbe wertvolle Fingerzeige dafür geben, nach welcher Richtung sich die Untersuchung zu erstrecken hat, so daß ihre Anschaffung für den Statiker zu empfehlen ist. Dr. Gesteschi.

Taschenbuch der Stadtentwässerung. (Taschenbuch für Kanalisationsingenieure). Von Dr.-Ing. K. Imhoff. 4. Auflage. 69 Seiten mit 11 Textabb. und 16 Tafeln. München und Berlin 1925. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geb. 3,60 R.-M.

Das kleine Buch, das jetzt bereits in vierter verbesserter Auflage erscheint, bietet eine gedrängte Zusammenstellung aller Zahlenangaben und Formeln, auf denen die Berechnung von Stadtentwässerungsanlagen beruht. Es behandelt in vier Abschnitten die Grundsätze der Stadtentwässerung, die Berechnung der Leitungsnetze, die statische Berechnung gewölbter Querschnitte und die Berechnung der Kläranlagen nebst kurzer Beschreibung der Verfahren. Aus der Praxis für die Praxis geschrieben, darf es jedem Stadtentwässerungsingenieur als willkommenes Nachschlageheft beim Entwerfen seiner Anlagen empfohlen werden. Karl Meier, Berlin.

Neue Tabellen für exzentrisch gedrückte Eisenbetonquerschnitte. Von Dr.-Ing. W. Kunze, Prof. a. d. Technischen Hochschule Dresden. 16 S. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 1 R.-M.

Die Tabellen sind zuerst in dieser Form im „Bauingenieur“ 1923. Heft 4 und 10, veröffentlicht worden.[1]) Um einem Bedürfnis der Praxis zu genügen, sind sie zum Gebrauch für den Konstruktionstisch in vorliegender Heftform nochmals herausgegeben worden. Sie gestatten ohne Zwischenrechnung die Ablesung der Höhe H (als H/N) und der Bewehrung fe und gegebenenfalls fe' (als fe/N) für den Leitwert e/N (Exzentrizität dividiert durch Normalkraft). Sie eignen sich also besonders für Fälle, in denen die Höhe (H) des Querschnitts noch nicht festliegt. — Die Tabellen, die sich in der Praxis gut bewährt haben, werden sich in dieser handlichen Form weiter zahlreiche Freunde erwerben. Dr. Gesteschi.

Der gußeiserne Rohrbrunnen, Thiembrunnen für Wasserwerke. Von Dr.-Ing. G. Thiem. 2. Auflage. 33 S. mit 9 Abb. Leipzig 1925. Verlag von Alfred Kröner. Preis 0,75 R.-M.

In dem kleinen, 33 Seiten haltenden Heft gibt Dr. G. Thiem eine gute Darstellung des gußeisernen Rohrbrunnens, der ja für Wassergewinnung i. a. die wirtschaftlichste Form der Brunnen ist. An Hand der geschichtlichen Entwicklung wird die jetzt übliche Form des Rohrbrunnens dargestellt und begründet. Das Heftchen eignet sich hauptsächlich für diejenigen Interessenten, die eine Wassergewinnungsanlage planen und näheres über Bauart und Kosten der Brunnen zu erfahren wünschen. Dr.-Ing. Joachim Schultze.

Grundlagen des Ingenieurholzbaues. Von Dr.-Ing. Hugo Seitz. 120 S. mit 48 Abb. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis 5,70 R.-M.

Trotz der vielen Ausführungen des Ingenieurholzbaues bestehen bis heute noch keine einheitlichen deutschen behördlichen Vorschriften für die Holzbauweise, die der Baupolizei und dem Konstrukteur ebenso gute Fingerzeige geben, wie es bei der Eisenbau- und der Eisenbetonbauweise in den entsprechenden, den neuesten Anschauungen Rechnung tragenden Vorschriften der Fall ist. Seitz gibt in seiner Schrift in übersichtlicher Form gutdurchdachten Stoff für die Ausarbeitung der hoffentlich bald erscheinenden behördlichen Bestimmungen, bei denen alles Wesentliche festzusetzen ist, ohne den Entwicklungsmöglichkeiten der Bauweise hindernd im Wege zu sein.

In drei Abschnitten werden, unter Heranziehung der wichtigsten Versuche, besprochen: die Anforderungen an das Holz, die Berechnungsgrundlagen für die Querschnittbemessung und für die Verbindungsmittel, sowie einige Einzelheiten der konstruktiven Durchbildung, im großen ganzen nur insoweit, als es für den vorliegenden Zweck unbedingt notwendig ist. Die „Grundlagen für das Bauen in Holz“ sind in der vorliegenden Schrift natürlich nicht erschöpfend dargestellt. Anregungen zu einem solchen Werk, für das ein weit größerer Umfang nötig wäre, werden jedoch mancherlei gegeben, namentlich an den Stellen, wo die Verbindungsmittel, die Durchbiegung der Fachwerkträger, die Ausbildung von Druckstößen, von gegliederten Druckstäben und die Wahl der Stabquerschnitte und Knotenpunktausbildung besprochen werden. M.-L.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zu den Besprechungen der Schrift „Th. F. Hellan, Knickung usw.“, in der „Bautechnik“ Jahrgang 1924, S. 32 und 1925, S. 383. Ich habe Gelegenheit gehabt, die in der „Bautechnik“ veröffentlichten Besprechungen des Herrn E. Elwitz über meine Arbeit zur Knickungsfrage zu lesen. In beiden Besprechungen ist angeführt, daß ich eine schon bekannte Durchbiegungsformel hergeleitet hätte. Obwohl die betreffende Formel nicht das endlich erreichte, gar nicht besprochene Ergebnis meiner Arbeit ausmacht, so möchte ich mich doch gegen jene Behauptung des Berichterstatters verwahren. In der besprochenen Formel $f=\frac{e}{r-1}$ ist nicht $r=\frac{\sigma_o}{\sigma}$, sondern $r=\frac{\sigma_r}{\sigma_e}$, wo, mit den von Herrn Elwitz angewandten Bezeichnungen, $\sigma_e=\sigma$, aber wo σ_r nicht, wie σ_o, nur von dem Stab abhängig ist, sondern außerdem von der betreffenden Druckverkürzung. Dies ändert vielleicht die ganze Sache etwas.

Göttingen, 21. Juni 1925. Th. F. Hellan.

Zu der in der „Bautechnik“ 1924, S. 32 und 1925 S. 383 gebrachten Besprechung der beiden Hefte erhebt der Verfasser einige Einwände, die folgende Punkte betreffen: 1. ob die von ihm aufgestellte Durchbiegungsformel $f=\frac{e}{r-1}$ bereits vorher bekannt war; 2. ob diese Formel auch für den unelastischen Bereich verwendet werden darf; 3. daß das endlich erreichte Ergebnis seiner Arbeit überhaupt nicht besprochen sei. Hierzu bemerke ich:

[1]) Vergl. ferner Beton-Kalender 1925, I. Teil, S. 290 u. f.

1. Die von Hellan im Schlußwort von Heft 1 hergeleitete Formel $f = \frac{e}{r-1}$ für die Durchbiegung in Mitte eines an seinen Enden gelenkig gelagerten Stabes, der in seiner Achse durch eine Druckkraft P belastet wird und eine ursprüngliche Krümmung vom Pfeil e besitzt, stimmt, solange sämtliche Stabspannungen unterhalb der Proportionalitätsgrenze σ_p bleiben, überein mit der im Schrifttum längst bekannten Formel $f = \frac{e}{P_E : P - 1}$, wo P die Druckkraft und $P_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l^2}$ den Eulerschen Ausdruck für die Knickkraft bedeuten. (Vergl. z. B. Föppls Vorlesungen, 3. Band Festigkeitslehre, 3. Auflage 1905.) Mit Rücksicht darauf, daß fast das ganze Hellansche Heft 2 sich mit dieser Formel und ihrer Erprobung an den Kármánschen Messungen befaßt, erschien der Hinweis auf ein schon früher bekanntes Ergebnis geboten.

2. Die Durchbiegungsformel $f = \frac{e}{r-1}$ wird von Hellan auch auf den unelastischen Bereich ausgedehnt mit folgender Auslegung der Bezeichnungen. An Stelle des bis zur Proportionalitätsgrenze unveränderlichen Elastizitätsmaßes E wird eine elastische Größe $E_e = \frac{\sigma_e}{\varepsilon_e}$ eingeführt, wo $\sigma_e = \frac{P}{F}$ die Achsspannung und ε_e die zugehörige Dehnung; dabei $\sigma_e > \sigma_p$. Mit der Bezeichnung $\frac{10 \cdot \frac{\sigma_e}{\varepsilon_e} \cdot J}{l^2 \cdot F} = \sigma_r$ soll die Durchbiegung in Stabmitte übergehen in

$$f = \frac{e}{\frac{\sigma_r \cdot F}{P} - 1} = \frac{e}{\frac{\sigma_r}{\sigma_e} - 1} = \frac{e}{\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_e} - 1} = \frac{e}{r-1}.$$

Gegen diese Herleitung der Durchbiegungsformel für den unelastischen Bereich sind folgende Einwände zu erheben.

Wenn es sich um die Bestimmung der Knickkraft achsial gedrückter gerader Stäbe ohne Krümmung im unelastischen Bereich handelt, kommt nicht die von Hellan benutzte elastische Größe $E_e = \frac{\sigma_e}{\varepsilon_e}$ in Frage, sondern der Ausdruck $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}$, also nicht der von der Sehne eingeschlossene Winkelwert tg ψ, sondern der Wert tg φ, der von der Berührenden an die Arbeitslinie gebildet wird. Dabei liefert die Einführung dieses von Engeßer[1]) eingeführten Knickmoduls $T = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ nur einen Näherungswert für die Knickkraft. Später[2]) hat Engeßer noch seine erste Formel verbessert, indem er den Umstand berücksichtigte, daß die von dem Biegungsmoment hervorgerufenen zurückgehenden Stabspannungen nicht wie die zunehmenden Spannungen das Gesetz $T = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$, sondern das alte Hookesche Gesetz $\sigma = \varepsilon \cdot E$ befolgen. Unabhängig hiervon hat v. Kármán[3]) die gleiche theoretische Formel für die Knickkraft im unelastischen Bereich aufgestellt und die Richtigkeit dieser Formel durch Versuche bestätigt gefunden.

Noch wesentlich anders als bei einem vollkommen geraden Stabe liegt die Sache, wenn eine ursprüngliche Krümmung vorhanden ist. Bei der Ermittlung der Knickkraft des geraden Stabes werden die Ausbiegungen y und damit die Biegungsmomente $P \cdot y$ sehr klein angenommen, so daß die von ihnen hervorgerufenen Biegungsspannungen neben den Achsspannungen praktisch verschwinden. In allen Stabquerschnitten und deren Fasern treten in jedem Punkte gleich große Spannungen auf; mithin gilt für den ganzen Stab ein unveränderlich gleich großes elastisches Maß $\frac{d\sigma}{d\varepsilon}$. Bei einem Stab mit ursprünglicher Krümmung sind dagegen die Biegungsmomente von endlicher und verschiedener Größe. Neben Achsdruck tritt noch Biegung auf, so daß die Spannungen $\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{J} v$ sich nicht nur von Querschnitt zu Querschnitt, sondern auch von Faser zu Faser des gleichen Querschnittes ändern. Die Verschiedenheit der Spannungen außerhalb der Proportionalitätsgrenze hat aber ein sich stetig änderndes elastisches Verhalten im Gefolge. Die theoretische Durchbiegung eines derartig belasteten Stabes ist ziemlich umständlich und nur in langwierigem Probierverfahren zu bestimmen. Versuche zur Lösung dieser Aufgabe liegen im Schrifttum bereits vor.

Aus diesen Gründen mußte die von Hellan angegebene Durchbiegungsformel für den unelastischen Bereich als unzutreffend bezeichnet werden. Sie ist sogar dann nicht mehr zutreffend, wenn zwar die Achsspannung $\frac{P}{F} < \sigma_p$, die Kantenpressung $\frac{P}{F} + \frac{M}{W}$ aber $> \sigma_p$. Wollte Hellan seine Durchbiegungsformel als Näherungs- oder empirische Formel aufgefaßt wissen, so hätte er einmal dies zum Ausdruck bringen, dann vor allem aber die Gültigkeit einer solchen empirischen Formel belegen müssen. Weder das eine noch das andere ist geschehen.

3. Auf eine Rückfrage, welche besonderen Ergebnisse seiner Arbeit von mir nicht besprochen sein sollten, gibt der Verfasser als solche die Formel $T = \frac{10 J}{V}$ an. Außer Zusammenhang mit dem Inhalt seines 2. Heftes, der sich mit der Erprobung der Durchbiegungsformel $f = \frac{e}{r-1}$ an den Kármánschen Messungen beschäftigt — mit welchem Erfolge, ist bereits in der „Bautechnik" 1925, S. 383 berichtet worden —, wird auf der letzten Seite des Heftes obenstehende Formel in folgender Weise hergeleitet.

Die gesamte Druckverkürzung Δl des achsrecht belasteten geraden Stabes unter der Knickkraft $P_0 = \frac{10 \cdot E \cdot J}{l^2}$ wird mit T bezeichnet und aus der Euler-Formel hergeleitet, indem $E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$ gesetzt wird,

$$\frac{P_0}{F} = \sigma = \frac{1}{F} \cdot 10 \cdot \frac{\sigma}{\varepsilon} \cdot \frac{J}{l^2}, \qquad T = \varepsilon \cdot l = \frac{10 J}{F \cdot l} = \frac{10 J}{V}.$$

Aus dieser Formel wird als Ergebnis abgelesen, daß der Stab sein inneres Gleichgewicht verliert, zu knicken beginnt, sobald die gesamte Druckverkürzung des Stabes das zehnfache des Verhältnisses Trägheitsmoment: Stabinhalt beträgt. Dieses „Gesetz" soll durch Versuche bestätigt werden. Was sollen diese Versuche bezwecken? Einfacher als die Messung der Druckverkürzung ist doch die Ablesung der Last selbst, sobald der Stab zu knicken beginnt. Die Gültigkeit der Euler-Formel im elastischen Bereich steht unverrückbar fest und ist schon lange durch Versuche bestätigt werden. Außerhalb der Proportionalitätsgrenze ist aber die Formel $T = \frac{10 J}{V}$ aus den unter 2. dargelegten Gründen unzutreffend. — Der Wunsch des Verfassers nach einer Besprechung des eigentlichen Ergebnisses seiner Arbeit dürfte hiermit erfüllt sein.

Düsseldorf, 5. August 1925. E. Elwitz.

Wir schließen hiermit die Aussprache, da der Gegenstand nunmehr genügend geklärt sein dürfte. Die Schriftleitung.

[1]) Hannov. Zeitschrift 1889, S. 445.
[2]) Schwz. Bauztg. 1895, Bd. 26, S. 24.
[3]) Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 81.

Eingegangene Bücher.

Charakterbilder der neuen Kunst. Band VI. Wilhelm Kreis, Von Carl Meißner. 38 S. 34 Bildtafeln. Essen 1925. Verlag von G. D. Baedeker. Preis geb. 5 R.-M.

Deutschlands Baustoffe, Baugeräte und Baumaschinen. Reichsadreßbuch 1925. 426 S. Berlin. Otto Elsner Verlagsgesellschaft m. b. H.

Jahrbuch der Gewässerkunde für die Gewässer Norddeutschlands. Herausgegeben von der Preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde. Abflußjahr 1916 und 1917. Berlin 1924. Verlag von Ernst Siegfried Mittler & Sohn. Abflußjahr 1916: 26,40 R.-M., 1917: 26,20 R.-M. — Einteilung des Jahrbuches: 1. Allgemeiner Teil. 2. Heft I. Memel-, Pregel- und Weichselgebiet. 3. Heft II. Odergebiet. 4. Heft III. Elbegebiet. 5. Heft IV. Weser- und Emsgebiet. 6. Heft V. Rheingebiet und preußischer Anteil der Donau. 7. Heft VI. Küstengebiet der Ost- und Nordsee.

Grenzzustände des Erddruckes auf Stützmauern. Von Prof. R. Petersen. 16 S. mit 26 Abb. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis 0,90 R.-M.

Zur Leistung von Streckengleisen und Bahnsteiggleisen. Von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. W. Cauer, Berlin. Sonderdruck aus der Verkehrstechnischen Woche, Verlag Guido Hackebeil, Berlin. Preis geh. 0,75 R.-M.

Maurer- und Steinhauerarbeiten. III. Fußböden, Putz- und Stuckarbeiten, Wandbekleidungen, Steingesimse. Neubearbeitet von Prof. Dipl.-Ing. W. Becker. (Sammlung Göschen Bd. 421.) 141 S. m. 128 Abb. Berlin und Leipzig 1925. Walter de Gruyter & Co. Preis geb. 1,25 R.-M.

Meyers Lexikon. 12 Bd. 7. Aufl. Bd. 2 (Bechtel bis Conthey). Verlag des Bibliographischen Instituts in Leipzig. In Halbleder geb. 30 R.-M.

Ratgeber für das Studium der Baukunst. Von E. Rüster. 22 S. Berlin 1925. Verlag der Deutschen Bauzeitung G. m. b. H.

Das Tauwerk. Behandlung des Tauwerks. Stiche, Spleiße, Bunde und Knoten. Von A. Schönmann, Altona. (Beuth-Heft 7.) Herausgegeben von der Zentralstelle für Unfallverhütung beim Verbande der Deutschen Berufsgenossenschaften. Berlin 1925. Beuth-Verlag G. m. b. H. Preis geheftet 1 R.-M.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang | BERLIN, 25. September 1925 | Heft 42

Der Bau der Strecke Nordholland—Wieringen des Abschlußdeiches der Zuidersee.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur der Zuiderseewerke van Kuffeler, Scheveningen.

Wiewohl in der „Bautechnik“ 1925, Heft 9, S. 97 schon ein allgemeiner Überblick über die Arbeiten zum Abschluß und zur Trockenlegung der Zuidersee veröffentlicht ist, erscheint es doch wertvoll, noch nähere Auskunft zu erhalten über den Bau des Abschlußdammes im Anschluß zwischen der Festlandküste der Provinz Nordholland und der Insel Wieringen und über die Erfahrungen, die dort gemacht sind.

Zunächst möchte ich folgendes in die Erinnerung zurückrufen. Die gesamte Arbeit des Abschlusses und der Trockenlegung der Zuidersee besteht, wie aus der (aus Heft 9 der „Bautechnik“ übernommenen) Abb. 1 hervorgeht, erstens aus dem Bau des Abschlußdammes von der Festlandküste Nordhollands über die Insel Wieringen nach der Küste der Provinz Friesland und dem Bau von Entwässerungs- und Schiffahrtschleusen und zweitens aus der Herstellung von vier Poldern innerhalb des abgeschlossenen Teils der Zuidersee, das Ysselmeer genannt, das nicht völlig trockengelegt wird, weil es als Sammelbecken der Vorflut der umliegenden Länder und der Wassermengen der Yssel, die ein Neuntel des Rheinwassers herunterbringt, dienen soll. In dem Aufsatz in Heft 9 ist also die Bedeutung des Ysselmeeres nicht ganz zutreffend gewürdigt, denn es ist dort gesagt, man würde nachher die ganze Oberfläche trockenlegen. Die Entwässerungsschleusen des Ysselmeeres im Abschlußdamme sind geplant mit einer Gesamtbreite von 300 m und einer Tiefe von etwa 4 m unter dem gewöhnlichen N.W., und damit werden die Wasserstände des Ysselmeeres in der Zukunft genügend beherrscht werden, wenn es die jetzt geplante Oberfläche von etwa 100 000 ha behalten wird.

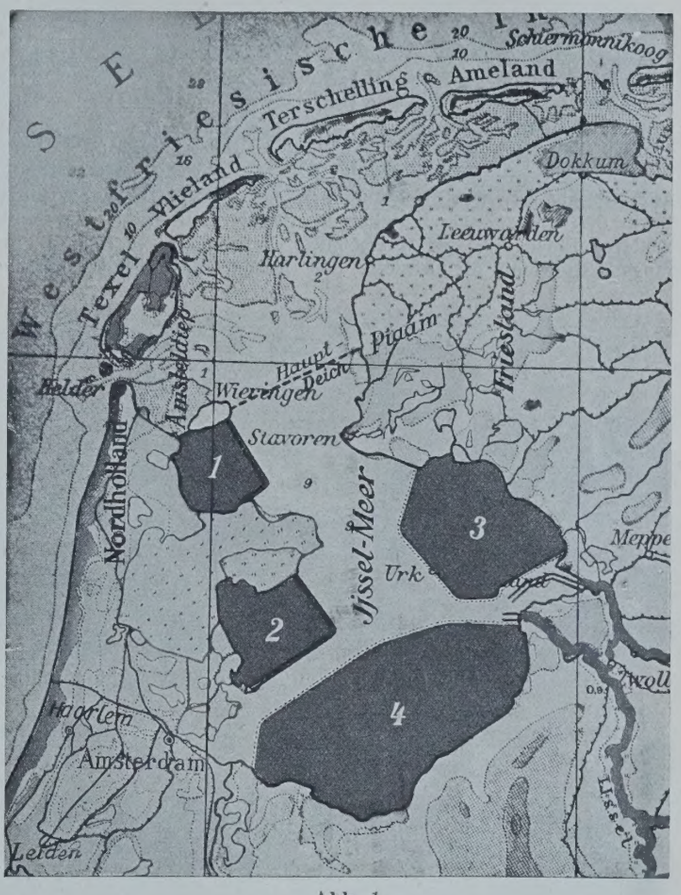


Abb. 1.

Die Abschließung der Zuidersee ist unbedingt nötig, weil sonst bei Sturmflut, infolge der Beschränkung der Oberfläche des Meeres durch die Herstellung der Polder, im südlichen Teile und in der Nähe der Mündung der Yssel der Wasserstand eine unzulässige Höhe erreichen würde. Die Abschließung bietet weiter so hervorragende Vorteile, daß sie auch an und für sich als wirtschaftlich zweckmäßig anerkannt ist. Der größte Vorteil der Abschließung ist die Bildung eines Süßwasserbeckens, das die Möglichkeit eröffnet, in trockenen Zeiten an Stelle salzigen Wassers reines Wasser in die Kanäle der umliegenden Ländereien einzulassen. Für die Viehzucht und die Milchwirtschaft ist dies von größter Wichtigkeit. Da fortwährend süßes Wasser der Yssel und den das Ysselmeer umgebenden Ländereien zufließt und salziges Wasser durch die Schleusen im Abschluß weggeschafft wird, so ist es klar, daß das Ysselmeer nach kurzer Zeit nur Süßwasser enthalten wird. Weitere Vorteile der Abschließung sind: Schutz gegen Beschädigung der jetzigen Zuiderseedeiche und gegen Überschwemmungen, Verbesserung der Vorflut der umliegenden Ländereien, neue Eisenbahnverbindung und Hauptstraße Nordholland—Friesland und größere Sicherheit der Schiffahrt innerhalb des großen Deiches.

Nach diesen Auseinandersetzungen ist es klar, daß bei der Ausführung der ganzen Arbeit zunächst die Abschließung stattfinden muß. Dabei wird der Wasserstrom, der infolge der sich von der Nordsee aus in die Zuidersee drängenden Gezeitenbewegung an der Stelle der Abschließung hin und zurück bewegt, allmählich eingeengt und

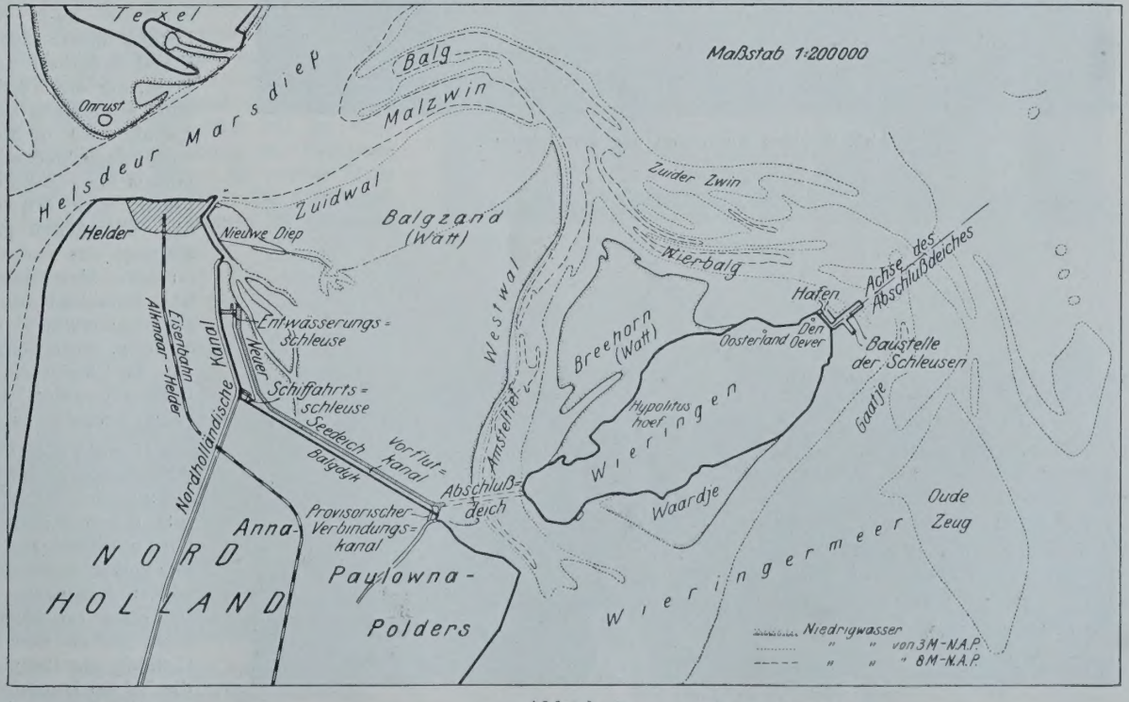


Abb. 2.

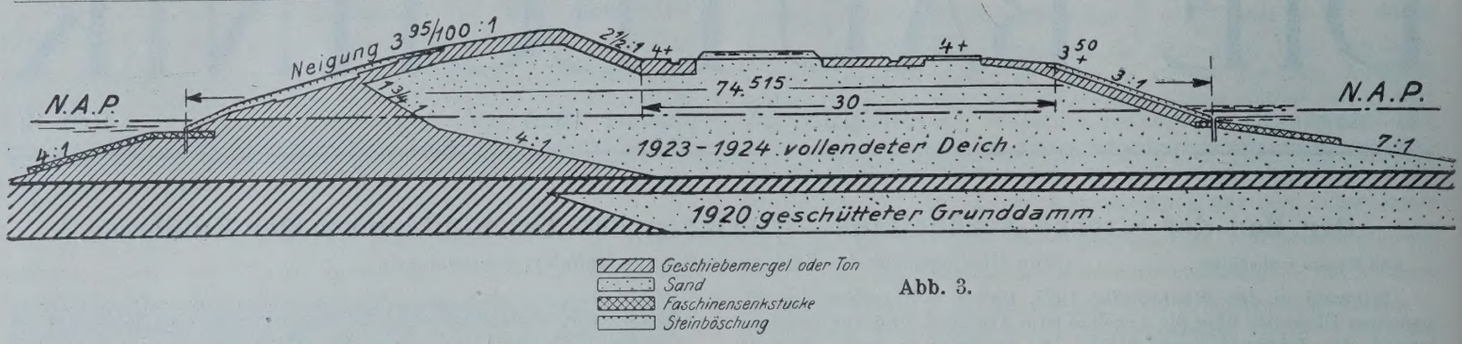


Abb. 3.

schließlich völlig gehemmt. Im Jahre 1920 begann man damit, Grunddämme, die nachher den Unterbau des dortigen Deiches bilden sollen, in den beiden tiefen Rinnen des Amsteltiefs zwischen der Insel Wieringen und der nordholländischen Festlandküste zu bauen, weil dort die größte Tiefe, die durchzudeichen ist, gefunden war und es erwünscht erschien, diese hohen Unterwasserdämme aufzuschütten, bevor die Wassergeschwindigkeit an dieser Stelle erhöht war infolge weiterer Einengung des Querschnitts Nordholland—Friesland. Anfangs hatte man die Absicht, den Ausbau des Deiches zwischen Nordholland und Wieringen später fortzuführen und an erster Stelle die Teile des großen Dammes herzustellen, die nur geringen Einfluß ausüben würden auf die Wasserbewegung der Zuidersee. Die Grunddämme im Amsteltief, obwohl sie ungefähr ein Drittel des Querschnitts absperren, üben nämlich nur einen unerheblichen Einfluß von einigen Prozenten aus auf die Wasserbewegung im Amsteltief. Infolge des erwähnten Arbeitsprogrammes wurde im Jahre 1921 an der Ostseite der Insel Wieringen ein neuer Betriebshafen gebaut, mit der Absicht, von dort aus in den folgenden Jahren den Bau des Deiches zwischen Wieringen und Friesland und den Bau der Schleusen zu leiten. Die finanziellen Schwierigkeiten, die sich in der Nachkriegszeit auch in Holland allmählich entwickelten, waren die Ursache für die Zurückstellung der Durchführung dieses Arbeitsprogramms. Demzufolge wurde für die vierjährige Periode 1922 bis 1925 ein beschränktes Arbeitsprogramm festgestellt; in dieser Zeit konnten nur der Ausbau des Deiches zwischen Nordholland und Wieringen und die notwendig damit verbundenen Arbeiten zur Ausführung kommen, die in Abb. 2 angedeutet sind. Jedes Jahr wurden 4 Mill. Gulden zur Verfügung gestellt.

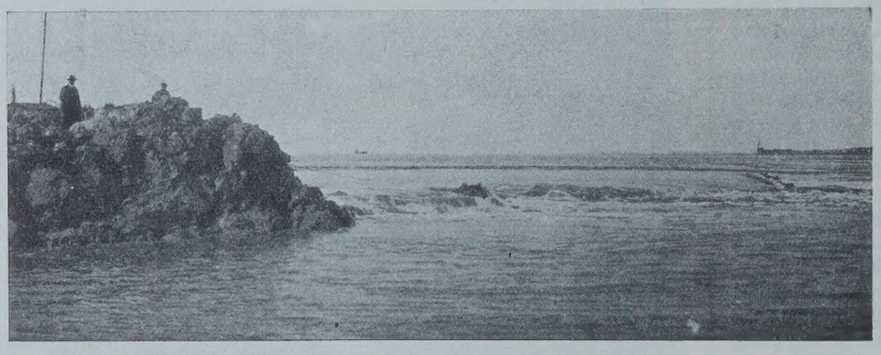


Abb. 5. Wassersprung an der Verschlußöffnung.

Abb. 8. Das Aufspülen des Sandkörpers.

Abb. 11. Herstellung der Steinböschung.

Die Abschließung der Rinne westlich der Insel Wieringen muß unbedingt dazu führen, daß die Wasserbewegung der Ostseite entlang zunimmt und daß an der Stelle, wo östlich von Wieringen ein Teil der Entwässerungsschleusen und eine Schiffahrtschleuse geplant sind, unzulässige Bodenvertiefungen entstehen. Deshalb wurde in den Jahren 1922 und 1923 ein 3,2 km langer Ringdeich gebaut rund um die Baustelle der Schleusen östlich der Wieringer Küste.

Wenn das Amsteltief abgedämmt wird, werden die Niedrigwasserstände südlich des Deiches etwas höher und wird die Vorflut des angrenzenden Anna-Paulowna-Polders erschwert, indem die Schiffahrt nach Norden eingestellt wird. Zur Lösung dieser Schwierigkeiten wurde ein neuer Kanal außerhalb der nordholländischen Küste geplant, der die Vorflut des Polders und die Schiffahrt aufnehmen kann. Am nördlichen Ende des Kanals wird in der Nähe von Helder eine Entwässerungschleuse gebaut, indem der neue Kanal mittels einer Schiffahrtschleuse in Verbindung gebracht wird mit dem Nordholländischen Kanal, dem ehemaligen großen Schiffahrtkanal, der im Anfange des vorigen Jahrhunderts für die Amsterdamer Meeresfahrt nach Helder gebaut worden ist. Außerhalb des Amsteltiefdammes werden die Hochwasserstände sich erhöhen, und deshalb war es nötig, die anschließenden Deiche zu verbessern. An der nordholländischen Seite hat man die Lösung gewählt, dem neuen Kanal entlang einen neuen Seedeich zu bauen.

Obwohl die Gesamtarbeiten des beschränkten Arbeitsprogramms der Jahre 1922 bis 1925 ziemlich umfangreich sind, war der Bau des Ringdammes östlich von Wieringen, des Kanals der Küste entlang mit Schleusen usw. ziemlich einfacher Art und gab keinen Anlaß zu technisch besonders bemerkenswerten Lösungen. Die Abschließung des Amsteltiefes war im Gegenteil eine sehr wichtige Arbeit nicht nur an und für sich, sondern auch hauptsächlich als Beispiel für die größeren Leistungen, die bei der Durchführung der völligen Abschließung der Zuidersee östlich von Wieringen zu erwarten

sind. Deshalb möchte ich über die Arbeiten im Amsteltief nähere Mitteilungen machen.

Der Deichkörper besteht, wie aus der aus Heft 9 entnommenen Abb. 3 ersichtlich, an der Außenseite aus einem Geschiebemergeldamm, der bis Sturmfluthöhe reicht, und weiter aus Sand, abgedeckt mit einer Geschiebemergel- oder Tonschicht, worauf oberhalb Niedrigwasser teilweise eine Steinböschung liegt und weiter eine Grasböschung angelegt wird. Unterhalb Niedrigwasser sind die Böschungen mittels Faschinensenkstücke gegen die Angriffe des Wassers verteidigt. Der Geschiebemergeldamm spielt eine bedeutende Rolle infolge des großen Widerstandes, den dieses Material gegen den Strom und den Wellenschlag leisten kann, erstens während der Bauausführung und zweitens wenn je in der Zukunft bei kräftigem Wellenschlage eine Beschädigung der Steinböschung stattfinden sollte. Wenn auch Beschädigungen der Außenböschung bei Sturmflut nie völlig zu vermeiden sind, so danken wir dem Geschiebemergeldamm doch die feste Überzeugung, daß ein Deichbruch in der Zukunft ausgeschlossen ist. Die mächtigen Geschiebemergelablagerungen, die dem ganzen Abschlußdeich der Zuidersee entlang gefunden sind, liefern ein wertvolles Material, das billig ausgenutzt werden kann beim Deichbau und von größter Bedeutung ist für die Bauausführung und die Sicherheit der Abschließung der Zuidersee. Bezüglich des Querschnitts des Deiches möchte ich noch folgendes bemerken. Die Höhe der Deichkrone ist dadurch bestimmt, daß bei der höchsten Sturmflut, die nach völliger Abschließung der Zuidersee möglich sein wird, kein Wellenüberschlag stattfinden kann. Die Außenseite hat oberhalb Niedrigwasser eine mittlere Böschung von ungefähr 4 : 1, die von unten nach oben von $2^1/_2$: 1 bis 7 : 1 zunimmt, und ist auf Sturmfluthöhe dem stärksten Angriff ausgesetzt; die Steinböschung ist dort am dicksten. An der inneren Seite ist eine 30 m breite Berme ausgebaut, auf der eine zweigleisige Eisenbahn und eine Hauptstraße angelegt werden können zur Verbindung der Provinzen Nordholland und Friesland oder mehr im allgemeinen zwischen dem westlichen Teil unseres Landes und dem nordöstlichen bezw. nordwestlichen Deutschland. An der inneren Seite ist die Grasböschung oberhalb der Berme von $2^1/_2$: 1, unterhalb der Berme die Steinböschung von 3 : 1 bis Niedrigwasser. Unterhalb Niedrigwasser sind die Böschungen bestimmt durch die natürliche Böschung der benutzten Materialien (Geschiebemergel 4 : 1, Sand 7 : 1). Wie schon erwähnt, sind die Grunddämme in den beiden tiefen Rinnen des Amsteltiefs schon im Jahre 1920 gebaut; die Ausführung ging glatt vonstatten ohne etwaige Schwierigkeiten.

Die Weiterführung der Abdämmung hat eine sorgfältige Vorbereitung erfordert. Zunächst war es von größter Wichtigkeit, die Änderungen der Wassergeschwindigkeit kennenzulernen in dem während der Bauausführung immer weiter einzuengenden Querschnitt des Amsteltiefs, weil die Bauweise damit eng zusammenhängt. Eine genaue Berechnung der Änderungen der Gezeitenbewegung an der Nord- und Südseite des Deiches, der Gefälle, der überstürzenden Wassermengen und der Geschwindigkeiten bei mehreren Größen der Verschlußöffnung ist für ein Normalgetide durchgeführt worden; die Ergebnisse der Untersuchungen eines Staatsausschusses unter dem Vorsitze des bekannten Physikers Prof. H. A. Lorentz, der damit beauftragt ist, die Erhöhung der Wasserstände außerhalb der Abschließung zu studieren, haben hier zum ersten Male eine Anwendung vom größten praktischen Werte gefunden. Während der Abschließung haben die Ergebnisse der Berechnung sich glänzend bewährt; nicht nur bei dem Deichbau im Amsteltief, sondern auch bei der Festlegung des Bauplanes für die weitere Abschließung der Zuidersee waren diese Ergebnisse von unschätzbarem Wert. An zweiter Stelle war eine genaue Kenntnis des Bodens an der Stelle des Amsteltiefdammes unbedingt nötig. Eine Anzahl Grundbohrungen hat erwiesen, daß in den tiefen Rinnen des Amsteltiefs ein fester Sand- oder Geschiebemergelboden zur Verfügung stand; auf dem Watt, das die Rinnen an der Westseite begrenzt, wurde aber eine bis 15 m dicke einigermaßen weiche Tonschicht gefunden, die ein bedeutendes Ein-

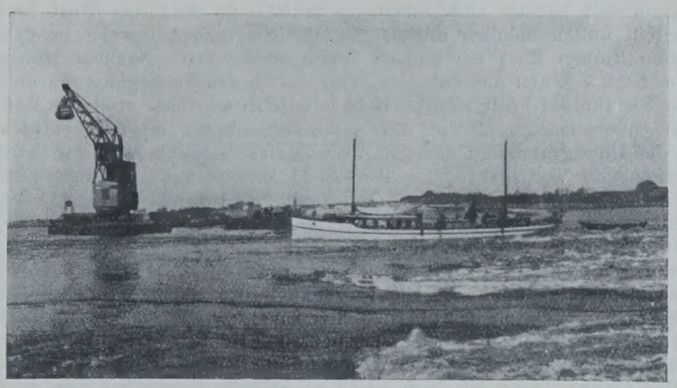


Abb. 6.
Verschlußöffnung mit Meßboot einen Tag vor der Schließung.

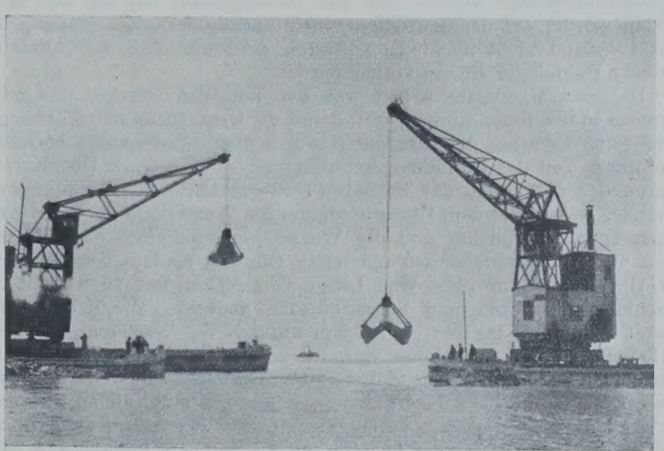


Abb. 7. Die letzten Verschlußarbeiten.

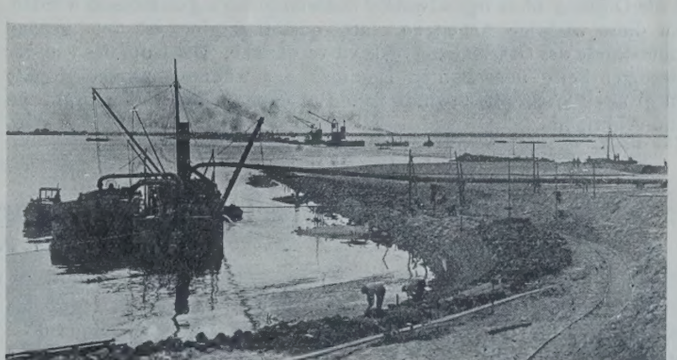


Abb. 9. Anschluß an Wieringen. Preßleitung des Sandes.

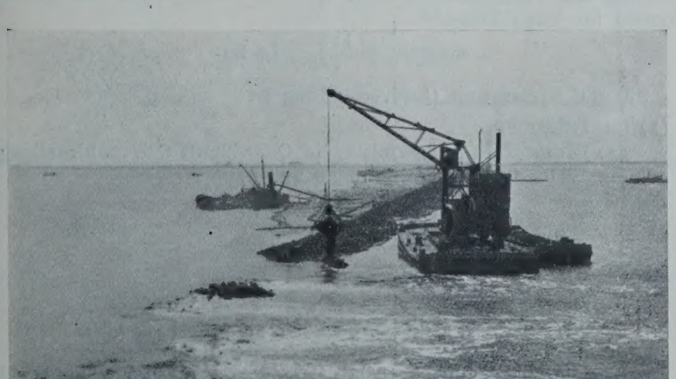


Abb. 4. Greifbagger führt den Geschiebemergeldamm hoch.
Im Hintergrunde Herstellung des Sandkörpers mittels Spülverfahrens.

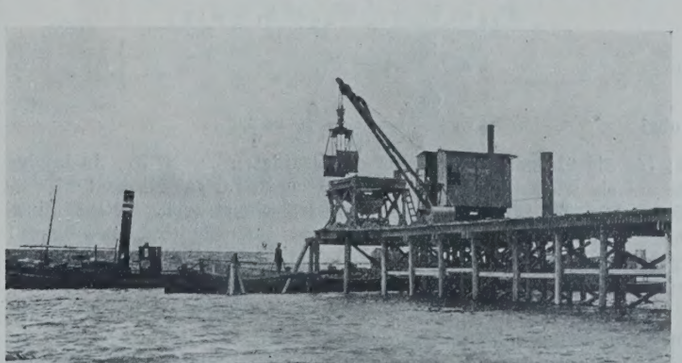


Abb. 10. Ladebrücke des Geschiebemergels für den Ausbau des Dammes auf dem Watt.

dringen des Deichkörpers in den Untergrund erwarten ließ. Die Bohrungen hatten weiter nachgewiesen, daß in der Nähe des Deiches genügende, durch Baggerung leicht erreichbare Ablagerungen von Geschiebemergel, Ton und Sand anwesend sind.

Bei der Bauausführung wurde zuerst ein hochwasserfreier Sanddamm mit leichter Geschiebemergelbekleidung über das Watt hergestellt und allmählich mit der Geschiebemergelschütterung in den tiefen Rinnen über der ganzen Breite angefangen. Nachher wurde von beiden Seiten aus auf dem Watt der Geschiebemergeldamm und der Sandkörper hochgeführt. Bald hat sich dann aber erwiesen, daß der Geschiebemergeldamm durch die Einsenkung des Deichkörpers in den Untergrund und das damit zusammenhängende nach der Seite hingehende Verschieben der Tonschicht mitgerissen und außerhalb des Deichkörpers versetzt wurde. Nach dieser Erfahrung wurde die Bauweise insoweit geändert, daß vorläufig nur der Sandkörper hochgeführt wurde und daß, nachdem dieser zur Ruhe gekommen war, an der Außenseite eine Rinne gegraben wurde zur Herstellung des Geschiebemergeldammes. Die Einsenkung des Deichkörpers in den Untergrund geht an der übelsten Stelle bis zu 6 m, indem das Watt dem Deich entlang emporkam bis über 3 m Höhe. Wiewohl die Einsenkungen schließlich zur Ruhe kommen und dem neuen Deich deshalb keine Gefahr droht, ist doch leicht zu verstehen, daß bei dem Bau dieser Deichstrecke viele Schwierigkeiten zu überwinden waren, die die Weiterführung der Arbeiten verzögerten. Glücklicherweise darf darauf hingewiesen werden, daß eine Bodengestalt, wie sie hier gefunden wurde, bei der gewählten Linienführung zwischen Wieringen und Friesland nicht nochmals auftreten wird und daß dort überall ein sehr tragfähiger Boden vorhanden ist.

Die weit wichtigste Arbeit war der Bau des Geschiebemergeldammes in den tiefen Rinnen, weil damit die wesentliche Abschließung durchgeführt wurde. An erster Stelle wurde über dieser ganzen Strecke der untere Teil des Dammes geschüttet und bildete einen Übersturzdamm, der die Krone der im Jahre 1920 geschütteten Grunddämme schützte, weit hinter dem Übersturzdamm die Wassertiefe um die Höhe dieses Dammes zunahm und die Wassergeschwindigkeit demzufolge abnahm. An der Stelle, wo die letzte Öffnung geplant war, wurde der Übersturzdamm über eine Länge von 300 m mit 16 m breiten Faschinensenkstücken und Steinschüttung gedeckt. Die Krone des Übersturzdammes lag auf etwa 2,5 m unter N.W. Nachdem die Abschließung so weit vorbereitet war, wurde der Geschiebemergeldamm von beiden Seiten aus hochgeführt durch Schüttung und weiter mittels Greifbagger von 2 bis 2,5 m³ Fassung, aufgestellt auf Kähnen, die an der Außenseite den Damm entlangkamen, wie aus Abb. 4 ersichtlich ist. Obwohl die Wassergeschwindigkeit in der Verschlußöffnung bei jeder Getide zweimal bis zu 3, ja 4 m/Sek. anstieg (s. Abb. 5, 6 u. 7), ist die Öffnung ohne irgendwelche Schwierigkeiten geschlossen worden. Daß diese wichtige Arbeit so glatt vonstatten ging, ist dem großen Widerstande des Geschiebemergels zu verdanken. Der Kopf des von der Wieringer Seite ausgebauten Dammes war während zweier Monate den größten Wassergeschwindigkeiten ausgesetzt, blieb aber praktisch ohne Abbruch.

Nachdem der Geschiebemergeldamm wasserfrei geschlossen war, wurde er weiter hochgeführt und der hinterliegende Sandkörper angebracht. Zum Schluß wurden die Geschiebemergel- und Tonabdekkungen und die Steinböschungen fertiggestellt (s. Abb. 8, 9, 10 u. 11).

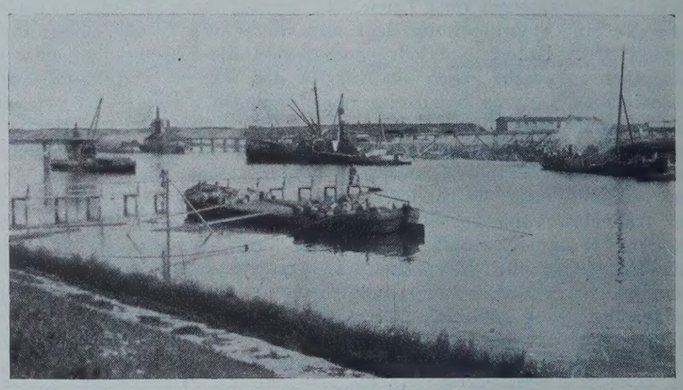


Abb. 12. Blick aut den Vorflutkanal.

Geschiebemergel wurde mittels Eimerbagger an der Nordseite des Deiches gebaggert entweder in Klapp-Prahme, wenn das Material in die Rinnen geschüttet wurde, oder in Prahme mit festem Boden, wenn es für den oberen Teil des Deiches bestimmt war. Der Sand wurde aus einer Tiefe von etwa 20 m durch Pumpenbagger angesaugt und wie der Geschiebemergel in Klapp-Prahme oder Prahme mit festem Boden gebracht. Wie schon erwähnt, wurde der Geschiebemergel in den tiefen Rinnen, soweit er nicht verklappt wurde, mittels auf Kähnen gebauter Greifbagger von 2 oder 2,5 m³ Fassung in den Damm gebracht und für den Damm auf das Watt mit festen Greifbaggern von ungefähr 1 m³ Fassung in Feldbahnen geschüttet und weiter in den Damm gefahren. In die tiefen Rinnen wurde der Sand selbstverständlich so hoch wie möglich verklappt, indem der weitere Sandkörper gespült wurde.

Abb. 12 zeigt einen Blick auf den Vorflutkanal.

Für den Bau des Grunddammes wurden im Jahre 1920 rund 675 000 m³ Grund verklappt und 44 000 m² Senkstücke abgesenkt, worauf 10 000 t Senkstein geschüttet wurden. Für den weiteren Ausbau des Deiches zwischen der nordholländischen Festlandküste und der Insel Wieringen sind rd. 2 Millionen m³ Sand, Geschiebemergel und Ton nötig nebst 32 000 m² Senkstücken und 12 000 t Senkstein. Für die Abdeckung sind 67 000 m² Steinböschung vorgesehen. Die Arbeiten für den Deichbau begannen im Februar 1924 und werden im nächsten Herbst wahrscheinlich zu Ende geführt werden. Der Kostenaufwand des ganzen Deichbaues darf auf $2^1/_4$ Millionen Gulden geschätzt werden, ohne Lieferung des Steinmaterials für die Schüttung auf die Senkstücke und für die Böschungen.

Über die lastverteilende Wirkung durchgehender Querverbindungen.

Alle Rechte vorbehalten

Von Prof. Dr.-Ing. **Petermann**, Charlottenburg.

(Schluß aus Heft 39.)

In Abb. 6 ist als Beispiel die Einflußliniengruppe für das Moment $M_{1,6}$ im Querschnitt 1,6 — im Träger 1, Querschnitt 6 — dargestellt. Die Ordinaten für Träger 1 ergeben sich nach der Formel (18)

$$M_{1,6} = \mathfrak{M}_6 + \frac{1}{v}\,\mathfrak{M}_{a\,6}\,\Delta^2 X_1 = \mu \cdot \eta$$

zu

$$\eta = \frac{\mathfrak{M}_6}{\mu} + \Delta^2 X_1,$$

wobei

$$\mu = \frac{\mathfrak{M}_{a\,6}}{v} = \frac{1 \cdot 6}{4 \cdot 0{,}75} = 2{,}0$$

ist; für die übrigen Träger sind die Ordinaten $\eta = \Delta^2 X_1$, da infolge der auf sie wirkenden Lasten für Querschnitt 1,6 das Moment $\mathfrak{M}_6 = 0$ wird. Die $\mathfrak{M}_6$-Linie ist zum Vergleich eingetragen. Die Einflußliniengruppen für die Momente in anderen Querschnitten des Trägers 1 ergeben sich aus der für $M_{1,6}$ durch Änderung lediglich der Linie für Träger 1 und des Multiplikators μ.

Um das Maß der entlastenden Wirkung durch die durchgehende Querverbindung zahlenmäßig festzustellen, sind im folgenden die größten Momente für die Mitten und die Viertelpunkte der einzelnen Träger unter Benutzung der Werte der Tafeln 1 und 2 und der Annahme ermittelt, daß die Brücke entsprechend ihrer geringen Stützweite nur durch eine Achse belastet wird — etwa durch einen 24-t-Wagen mit 4,5 m Radstand und 1,5 m Spurweite —, wobei, da es nur auf Vergleichswerte ankommt, die Raddrücke gleich 1 t gesetzt worden sind.

Ohne das Vorhandensein einer Querverbindung wäre das größte Moment für jeden Träger

$$\max \mathfrak{M}_6 = \frac{1 \cdot 6}{4} = \mathbf{1{,}5\ tm}.$$

Für das System mit Querverbindung ist

a) für Träger 0:

das Moment in Trägermitte, in Querschnitt 0,6, bei Stellung der Räder über Querschnitt 0,6 und 2,6

$$M_{0,6} = \frac{\mathfrak{M}_{a\,6}}{v}\left(\mathfrak{M}_6 \frac{v}{\mathfrak{M}_{a\,6}} + \Delta^2 X_0\right),$$

$$\text{da} \quad \frac{\mathfrak{M}_{a\,6}}{v} = \frac{1 \cdot 6}{4 \cdot 0{,}75} = 2{,}0$$

$$M_{0,6} = 2{,}0\left(1{,}5 \cdot \frac{1}{2} - 0{,}2938 + 0{,}1146\right) = \mathbf{1{,}142\ tm},$$

das Verhältnis zum größten Moment des Balkens auf zwei Stützen

$$\varphi_{0,6} = \frac{1{,}142}{1{,}5} \sim \mathbf{0{,}76},$$

das Moment im Viertelpunkt, in Querschnitt 0,3, bei Stellung der Räder über Querschnitt 0,3 und 2,3

$$M_{0,3} = \mathfrak{M}_3 + \frac{1}{v}\,\mathfrak{M}_{a\,3}\cdot \Delta^2 X_0 = \mathbf{1{,}002\ tm},$$

$$\varphi_{0,3} = \frac{1{,}002}{1{,}5} \sim \mathbf{0{,}67};$$

b) für Träger 1:
Stellung der Räder über Träger 0 und 2 gibt größeren Wert für $M_{1,6}$ als Stellung über Träger 1 und 3:

$M_{1,6} = 2\cdot \Delta^2 X_1 = +\,\mathbf{0{,}856\ tm}$

$\varphi_{1,6} \sim \mathbf{0{,}57};$

Räder über Querschnitt 1,3 und 3,3:

$M_{1,3} = +\,\mathbf{0{,}834\ tm}$

$\varphi_{1,3} \sim \mathbf{0.56};$

c) für Träger 2:
für $M_{2,6}$ ist Stellung der Räder über Querschnitt 1,6 und 3.6 maßgebend:

$M_{2,6} = +\,\mathbf{0{,}651\ tm}$

$\varphi_{2,6} \sim \mathbf{0{,}43};$

Räder über Querschnitt 0,3 und 2,3:

$M_{2,3} = +\,\mathbf{0{,}820\ tm}$

$\varphi_{2,3} \sim \mathbf{0{,}55};$

d) für Träger 3:
für $M_{3,6}$ ist Stellung der Räder über Querschnitt 2,6 und 4,6 maßgebend:

$M_{3,6} = +\,\mathbf{0{,}637\ tm}$

$\varphi_{3.6} \sim \mathbf{0{,}43};$

Räder über Querschnitt 1,3 und 3,3:

$M_{3,3} = +\,\mathbf{0{,}806\ tm}$

$\varphi_{3,3} \sim \mathbf{0{,}54}.$

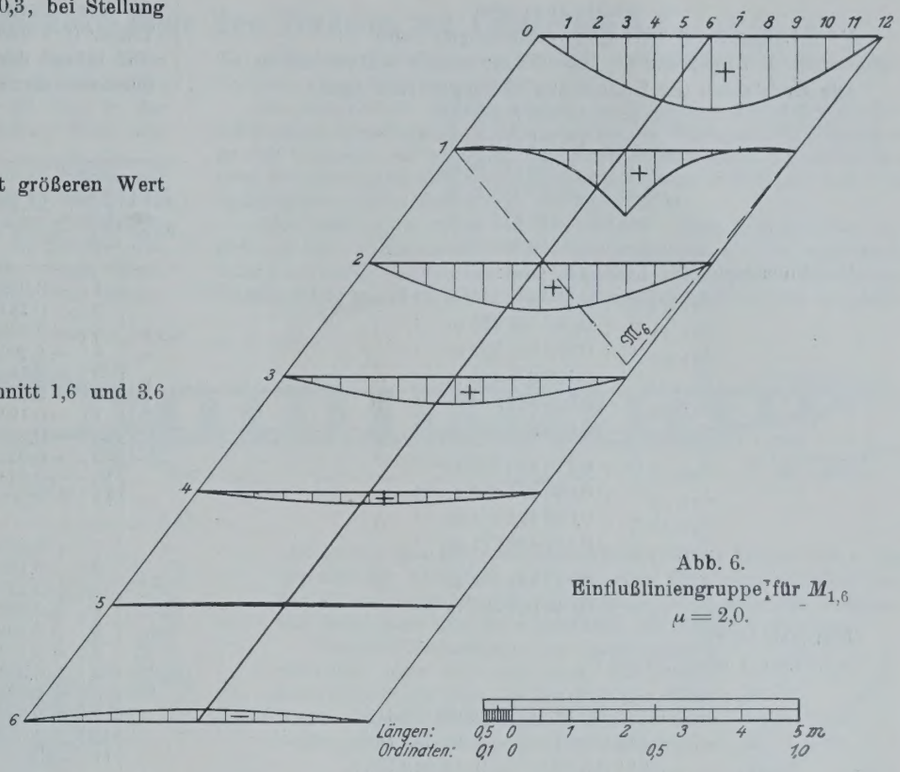


Abb. 6.
Einflußliniengruppe für $M_{1,6}$
$\mu = 2{,}0$.

Hiernach ergibt sich, daß zur Aufnahme der Verkehrslast für die Randträger das 0,8fache, für die inneren Träger das 0,6fache des für den einfachen Balken erforderlichen Widerstandsmoments ausreichen würde. Wird der Randträger nicht voll belastet, etwa infolge Anordnung eines seitlichen Gehsteiges, dann dürfte für alle Träger das 0,6fache Widerstandsmoment genügen.

III. System mit zwei durchgehenden Querverbindungen.

Es ist ein System mit fünf parallelen, gleich langen Längsträgern gewählt, die gleiche Abstände haben; die Querverbindungen liegen rechtwinklig dazu in den Drittelpunkten der Stützweite (Abb. 7). Das konstante Trägheitsmoment der Querverbindungen sei J', das der Längsträger J_c. Die statisch unbestimmten Größen werden nach Abschnitt I mit X_{a1}, X_{a2}, X_{a3}, X_{b1}, X_{b2} und X_{b3} bezeichnet. Die Momentenflächen infolge der Zustände $X_{an} = -1$ und $X_{bn} = -1$ sind Spiegelbilder. Danach ist

$$\delta_{a1,a1} = \delta_{a2,a2} = \delta_{a3,a3} = \delta_{b1,b1} = \delta_{b2,b2} = \delta_{b3,b3}$$
$$= \left(\frac{2}{v}\right)^2 \frac{l^3}{6}\,\frac{1}{3}\,\frac{2}{3}\left[1-\left(\frac{1}{3}\right)^2-\left(\frac{2}{3}\right)^2\right]$$
$$+2\left(-\frac{1}{2}\right)^2 \frac{l^3}{6}\,\frac{1}{3}\,\frac{2}{3}\left[1-\left(\frac{1}{3}\right)^2-\left(\frac{2}{3}\right)^2\right]$$
$$+2\left(-1\right)^2 \frac{v}{3}k$$
$$= +\frac{8}{81}\,\frac{l^3}{v^2}+\frac{2}{3}vk = a,$$

worin $k = \dfrac{J_c}{J'}$ ist.

$$\delta_{a1,a2} = \delta_{a2,a3} = \delta_{b1,b2} = \delta_{b2,b3}$$
$$= -\frac{16}{243}\,\frac{l^3}{v^2}+\frac{v}{6}k = b$$

$$\delta_{a1,a3} = \delta_{b1,b3}$$
$$= +\frac{4}{243}\,\frac{l^3}{v^2} = c$$

$$\delta_{a1,b1} = \delta_{a2,b2} = \delta_{a3,b3}$$
$$= +\frac{21}{243}\,\frac{l^3}{v^2} = d$$

$$\delta_{a1,b2} = \delta_{a2,b3} = \delta_{a2,b1} = \delta_{a3,b2}$$
$$= -\frac{14}{243}\,\frac{l^3}{v^2} = e$$

$$\delta_{a1,b3} = \delta_{a3,b1}$$
$$= +\frac{7}{486}\,\frac{l^3}{v^2} = f.$$

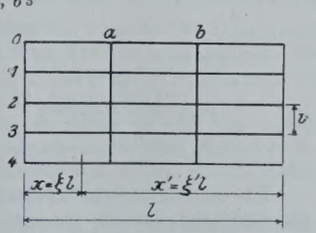


Abb. 7.

Die Elastizitätsgleichungen lauten dann:

$$\begin{aligned}
aX_{a1}+bX_{a2}+cX_{a3}+dX_{b1}+eX_{b2}+fX_{b3} &= \delta_{0,a1}\\
bX_{a1}+aX_{a2}+bX_{a3}+eX_{b1}+dX_{b2}+eX_{b3} &= \delta_{0,a2}\\
cX_{a1}+bX_{a2}+aX_{a3}+fX_{b1}+eX_{b2}+dX_{b3} &= \delta_{0,a3}\\
dX_{a1}+eX_{a2}+fX_{a3}+aX_{b1}+bX_{b2}+cX_{b3} &= \delta_{0,b1}\\
eX_{a1}+dX_{a2}+eX_{a3}+bX_{b1}+aX_{b2}+bX_{b3} &= \delta_{0,b2}\\
fX_{a1}+eX_{a2}+dX_{a3}+cX_{b1}+bX_{b2}+aX_{b3} &= \delta_{0,b3}.
\end{aligned}$$

Die Konstanten der Lösungen sind wieder doppeltsymmetrisch, so daß nur zu berechnen sind:

$\beta_{a1,a1}$	$\beta_{a1,a2}$	$\beta_{a1,a3}$	$\beta_{a1,b1}$	$\beta_{a1,b2}$	$\beta_{a1,b3}$
	$\beta_{a2,a2}$	$\beta_{a2,a3}$	$\beta_{a2,b1}$	$\beta_{a2,b2}$	
		$\beta_{a3,a3}$	$\beta_{a3,b1}$.		

Aus ihnen ergeben sich für Last über Träger f die Konstanten

$$(19)\quad \begin{cases} a_{an,f} = -\dfrac{1}{2}\,\beta_{an,a(f-1)} + \beta_{an,af} - \dfrac{1}{2}\,\beta_{an,a(f+1)} \\ b_{an,f} = -\dfrac{1}{2}\,\beta_{an,b(f-1)} + \beta_{an,bf} - \dfrac{1}{2}\,\beta_{an,b(f+1)} \end{cases}$$

und entsprechend die Werte $a_{bn,f}$ und $b_{bn,f}$.

Die z-Werte ergeben sich aus der $\mathfrak{M}$-Fläche (Zustand $X=0$) für Träger f und den für denselben Träger geltenden Momentenflächen für $X_{af} = -1$ und $X_{bf} = -1$ — für alle Träger gleich — für das linke Trägerdrittel zu

$$(20)\quad \begin{cases} z_a = \dfrac{2}{v}\,\dfrac{l^3}{6}\,\xi\,\dfrac{2}{3}\left[1-\xi^2-\left(\dfrac{2}{3}\right)^2\right] = \dfrac{2}{9}\,\dfrac{l^3}{v}\,\xi\left(\dfrac{5}{9}-\xi^2\right) \\ \text{und für die beiden rechten Trägerdrittel zu} \\ z_a = \dfrac{2}{v}\,\dfrac{l^3}{6}\,\xi'\,\dfrac{1}{3}\left[1-\xi'^2-\left(\dfrac{1}{3}\right)^2\right] = \dfrac{1}{9}\,\dfrac{l^3}{v}\,\xi'\left(\dfrac{8}{9}-\xi'^2\right). \end{cases}$$

Hierin ist

$$\xi = \frac{x}{l} \quad \text{und} \quad \xi' = \frac{x'}{l}.$$

Die z_b-Linie ist das Spiegelbild der z_a-Linie.

Die Ordinaten der Einflußliniengruppen für die Größen X ergeben sich für Last 1 über Träger f nach den Gleichungen

$$(21)\quad \begin{cases} X_{an} = a_{an,f}\cdot z_a + b_{an,f}\cdot z_b \\ X_{bn} = a_{bn,f}\cdot z_a + b_{bn,f}\cdot z_b. \end{cases}$$

Die Ordinaten der Einflußliniengruppe für ein Moment im Träger n an der Stelle x nach der Formel 10:

$$(22)\quad M_{nx} = \mathfrak{M}_x + \frac{1}{v}\,(\mathfrak{M}_{ax}\cdot \Delta^2 X_{an} + \mathfrak{M}_{bx}\cdot \Delta^2 X_{bn}).$$

Zahlenbeispiel.

Fünf Längsträger, zwei Querverbindungen (Abb. 7):

$l = 6{,}0$ m; $\quad v = 0{,}7$ m; $\quad k = 2{,}0$.

Die Konstanten der Elastizitätsgleichungen sind dann:

$$a = +\,44{,}470\,748\,6 \text{ m}$$
$$b = -\,28{,}791\,610\,2 \text{ m}$$
$$c = +\,7{,}256\,235\,88 \text{ m}$$
$$d = +\,38{,}095\,238\,4 \text{ m}$$
$$e = -\,25{,}496\,825\,6 \text{ m}$$
$$f = +\,6{,}349\,206\,40 \text{ m}.$$

Die Konstanten der Lösungen sind:

$$\beta_{a1,a1} = +\,0{,}127\,494\,975 \text{ m}^{-1}$$
$$\beta_{a1,a2} = +\,0{,}085\,701\,222 \text{ m}^{-1}$$
$$\beta_{a1,a3} = +\,0{,}028\,811\,380 \text{ m}^{-1}$$
$$\beta_{a1,b1} = -\,0{,}100\,278\,945 \text{ m}^{-1}$$
$$\beta_{a1,b2} = -\,0{,}059\,494\,314 \text{ m}^{-1}$$
$$\beta_{a1,b3} = -\,0{,}016\,096\,395 \text{ m}^{-1}$$
$$\beta_{a2,a2} = +\,0{,}178\,993\,225 \text{ m}^{-1}$$
$$\beta_{a2,a3} = +\,0{,}085\,701\,222 \text{ m}^{-1}$$
$$\beta_{a2,b1} = -\,0{,}059\,494\,314 \text{ m}^{-1}$$
$$\beta_{a2,b2} = -\,0{,}132\,482\,271 \text{ m}^{-1}$$
$$\beta_{a3,a3} = +\,0{,}127\,494\,975 \text{ m}^{-1}$$
$$\beta_{a3,b1} = -\,0{,}016\,096\,395 \text{ m}^{-1}.$$

Hiernach ist für

1. Last 1 über Träger 0:

$$X_{a1} = a_{a1,0} z_a + b_{a1,0} \cdot z_b$$
$$= -\,0{,}063\,747\,488\,z_a + 0{,}050\,139\,473\,z_b$$
$$X_{a2} = -\,0{,}042\,850\,611\,z_a + 0{,}029\,747\,157\,z_b$$
$$X_{a3} = -\,0{,}014\,405\,690\,z_a + 0{,}008\,048\,198\,z_b$$
$$X_{b1} = +\,0{,}050\,139\,473\,z_a - 0{,}063\,747\,488\,z_b$$
$$X_{b2} = +\,0{,}029\,747\,157\,z_a - 0{,}042\,850\,611\,z_b$$
$$X_{b3} = +\,0{,}008\,048\,198\,z_a - 0{,}014\,405\,690\,z_b$$

2. Last 1 über Träger 1:

$$X_{a1} = +\,0{,}084\,644\,364\,z_a - 0{,}070\,531\,788\,z_b$$
$$X_{a2} = -\,0{,}003\,795\,391\,z_a + 0{,}006\,746\,822\,z_b$$
$$X_{a3} = -\,0{,}014\,039\,231\,z_a + 0{,}013\,650\,762\,z_b$$
$$X_{b1} = -\,0{,}070\,531\,788\,z_a + 0{,}084\,644\,364\,z_b$$
$$X_{b2} = +\,0{,}006\,746\,822\,z_a - 0{,}003\,795\,391\,z_b$$
$$X_{b3} = +\,0{,}013\,650\,762\,z_a - 0{,}014\,039\,231\,z_b$$

3. Last 1 über Träger 2:

$$X_{a1} = +\,0{,}007\,548\,044\,z_a - 0{,}001\,306\,644\,z_b$$
$$X_{a2} = +\,0{,}093\,292\,003\,z_a - 0{,}072\,987\,957\,z_b$$
$$X_{a3} = +\,0{,}007\,548\,044\,z_a - 0{,}001\,306\,644\,z_b$$
$$X_{b1} = -\,0{,}001\,306\,644\,z_a + 0{,}007\,548\,044\,z_b$$
$$X_{b2} = -\,0{,}072\,987\,957\,z_a + 0{,}093\,292\,003\,z_b$$
$$X_{b3} = -\,0{,}001\,306\,644\,z_a + 0{,}007\,548\,044\,z_b.$$

Dabei ist infolge der Symmetrie

$$a_{an,t} = b_{bn,t} \text{ und}$$
$$a_{bn,t} = b_{an,t}.$$

Die z_a-Werte sind

im 1. Trägerdrittel $z_a = \frac{2}{9}\frac{l^3}{v}\,\xi\left(\frac{5}{9} - \xi^2\right) = 68{,}571\,428\,6\,\xi\left(\frac{5}{9} - \xi^2\right)$

„ 2. u. 3. „ $z_a = \frac{1}{9}\frac{l^3}{v}\,\xi'\left(\frac{8}{9} - \xi'^2\right) = 34{,}285\,714\,3\,\xi'\left(\frac{8}{9} - \xi'^2\right)$

Die z_b-Werte sind das Spiegelbild der z_a-Werte; sie sind mit ihnen in der folgenden Tafel 3 zusammengestellt.

Tafel 3.

Knotenpunkt	ξ	z_a	z_b
1	1/12	3,134 921	2,519 841
2	2/12	6,031 746	4,920 635
3	3/12	8,452 381	7,083 333
4	4/12	10,158 730	8,888 889
5	5/12	10,972 222	10,218 254
6	6/12	10,952 381	10,952 381
7	7/12	10,218 254	10,972 222
8	8/12	8,888 889	10,158 730
9	9/12	7,083 333	8,452 381
10	10/12	4,920 635	6,031 746
11	11/12	2,519 841	3,134 921
12	12/12	0,0	0,0

Die folgende Tafel 4 enthält die Werte $\Delta^2 X_a$ für Last 1 über Träger 0, 1 und 2. Alle übrigen Werte $\Delta^2 X_a$ und alle Werte $\Delta^2 X_b$ sind infolge der Symmetrie in bezug auf Brückenlängs- und Brückenquerachse damit ebenfalls gegeben.

Tafel 4.

Last 1 über	Knotenpunkt	$\Delta^2 X_{a0} = -v R_{a0}$	$\Delta^2 X_{a1} = -v \cdot R_{a1}$	$\Delta^2 X_{a2} = -v \cdot R_{a2}$	$\Delta^2 X_{a3} = -v \cdot R_{a3}$	$\Delta^2 X_{a4} = -v \cdot R_{a4}$
Träger 0	1	−0,073 500	+0,087 625	+0,020 370	−0,009 614	−0,024 881
	2	−0,137 791	+0,163 492	+0,039 098	−0,017 511	−0,047 289
	3	−0,183 663	+0,215 846	+0,054 544	−0,021 972	−0,064 754
	4	−0,201 909	+0,232 930	+0,065 064	−0,021 281	−0,074 804
	5	−0,187 114	+0,208 025	+0,069 467	−0,014 555	−0,075 824
	6	−0,149 040	+0,154 566	+0,068 358	−0 004 255	−0,069 630
	7	−0,101 247	+0,091 027	+0,062 791	+0,006 323	−0,058 894
	8	−0,057 291	+0,035 881	+0,053 820	+0,013 881	−0,046 291
	9	−0,027 747	+0,003 403	+0,042 421	+0,015 937	−0,034 014
	10	−0,011 250	−0,008 926	+0,029 260	+0,013 256	−0,022 340
	11	−0,003 450	−0,007 821	+0,014 924	+0,007 417	−0,011 070
Träger 1	1	+0,087 625	−0,170 146	+0,067 805	+0,024 331	−0,009 614
	2	+0,163 492	−0,316 678	+0,125 370	+0,045 327	−0,017 511
	3	+0,215 846	−0,415 983	+0,162 454	+0,059 654	−0,021 972
	4	+0,232 930	−0,444,445	+0,168 819	+0,063 977	−0,021 281
	5	+0,208 025	−0,388 753	+0,138 877	+0,056 406	−0,014 555
	6	+0,154 566	−0,276 807	+0,085 661	+0,040 835	−0,004 255
	7	+0,091 027	−0,146 809	+0,026 859	+0,022 600	+0,006 323
	8	+0,035 881	−0,036 960	−0,019 842	+0,007 040	+0,013 881
	9	+0,003 403	+0,023 337	−0,040 946	−0,001 731	+0,015 937
	10	−0.008 926	+0,039 871	−0,039 709	−0,004 493	+0,013 256
	11	−0,007 821	+0,027 229	−0,023 578	−0,003 248	+0,007 417
Träger 2	1	+0 020 370	+0,067 805	−0,176 350	+0,067 805	+0,020 370
	2	+0,039 098	+0,125 370	−0,328 936	+0,125 370	+0,039 098
	3	+0,054 544	+0,162 454	−0,433 996	+0.162 454	+0,054 544
	4	+0,065 064	+0,168 819	−0.467 765	+0,168 819	+0,065 064
	5	+0,069 467	+0,138 877	−0,416 688	+0,138 877	+0,069 467
	6	+0,068 358	+0,085 661	−0,308 039	+0,085 661	+0,068 358
	7	+0,062 791	+0,026 859	−0,179 301	+0,026 859	+0,062 791
	8	+0,053 820	−0,019 842	−0,067 955	−0,019 842	+0,053 820
	9	+0,042 421	−0,040 946	−0,002 950	−0,040 946	+0,042 421
	10	+0,029 260	−0,039 709	+0,020 897	−0,039 709	+0,029 260
	11	+0,014 924	−0,023 578	+0,017 308	−0,023 578	+0,014 924

Um das Maß der Entlastung durch die Querverbindungen festzustellen, sind die größten Momente für die Träger 0 bis 2 in Trägermitte und im Drittel der Stützweite für eine Achse mit 1 t Raddruck und 1,4 m Spurweite berechnet worden. Die Größtwerte ergeben sich für Trägermitte:

Träger 0.

$$M_{0,6} = \mathfrak{M}_6 + \frac{1}{v}\left(\mathfrak{M}_{a6}\,\Delta^2 X_{a0} + \mathfrak{M}_{b6}\,\Delta^2 X_{b0}\right)$$
$$\mathfrak{M}_6 = \frac{1 \cdot 6}{4} = 1{,}5 \text{ tm}$$
$$\mathfrak{M}_{a6} = \mathfrak{M}_{b6} = \frac{1 \cdot 3 \cdot 2}{6} = 1{,}0 \text{ tm}$$
$$M_{0,6} = 1{,}5 + \frac{1{,}0}{0{,}7}\left(\Delta^2 X_{a0} + \Delta^2 X_{b0}\right)$$

für Stellung der Räder über Querschnitt 0,6 und 2,6:

$$M_{0,6} = +\,\mathbf{1{,}269 \text{ tm}}$$
$$\varphi_{0,6} = \frac{1{,}269}{1{,}5} = \mathbf{0{,}85}.$$

Träger 1.

$M_{1,6} = +\,\mathbf{0{,}826}$ tm

$\varphi_{1,6} = \mathbf{0{,}55}$.

Träger 2.

$M_{2,6} = +\,\mathbf{0{,}815}$ tm

$\varphi_{2,6} = \mathbf{0{,}54}$.

Für den Randträger würde also bei der Möglichkeit voller Belastung das 0,85fache, für die inneren Träger das 0,55fache des für den einfachen Balken infolge Belastung durch Verkehrslast erforderlichen Widerstandsmoments genügen.

Berichtigung: In Heft 39, S. 518, rechte Spalte ist in Formel 3) der Faktor P_i zu streichen. In Abb. 3 daselbst ist zu setzen $P_i = 1$.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Eisenbahnbrücke über den Hudson bei Castleton N.Y.

Am 23. Oktober 1924 wurden die Aufstellungsarbeiten für die 183 m weit gespannte Hauptöffnung der Alfred H. Smith-Gedächtnisbrücke über den Hudson südlich von Castleton vollendet. Sie liegt in der Linie, die die Westküstenbahn mit der Boston & Albany-Bahn verbindet.

Die Vorarbeiten für die Brücke wurden schon vor 15 Jahren aufgenommen. Die endlich durchgesetzte Ausführung ist in der Hauptsache dem Weitblick und der Energie des verstorbenen Präsidenten der genannten Bahn zu verdanken, dessen Namen die Brücke jetzt trägt. Sie ist bemerkenswert nicht allein wegen ihrer Länge, wegen der Menge des verbauten Stahls, wegen der Pfeilerhöhe und Spannweite der Öffnungen, sondern vor allem auch durch eine Reihe von Besonderheiten im Entwurf und in der Ausführung; als solche seien genannt: die umfassende Vorsorge für eine bequeme Beaufsichtigung und Instandhaltung, die wasserdichte Betonabdeckung der Fahrbahntafel, die Ausbildung der Gurtstöße, die Art der Verminderung der Nebenspannungen, sowie die Ausführung der Hauptpfeiler.

Dem jetzt vollendeten Entwurf gingen — wie H. T. Welty in „Eng. News.-Rec." vom 19. März 1925 berichtet — zahlreiche Vorentwürfe voraus. Die Entwurfsänderungen und Verzögerungen des Baues sind im wesentlichen durch den Krieg veranlaßt, während dessen Dauer das Kriegsdepartement der Vereinigten Staaten im Interesse der Schiffahrt besondere Bedingungen u. a. für die Durchfahrtweiten stellte, die in Verbindung mit den großen Lohn- und Preissteigerungen die endgültige Genehmigung bis 1921, den Beginn der Bauarbeiten bis zum Jahre 1922 hinauszögerte.

Die ausgeführte Brücke besteht nach Abb. 1 aus zwei Gerüstbrücken mit Blechträgern (8 Öffnungen an der West- und 19 Öffnungen an der Ostseite) auf eisernen Fachwerkpfeilern (Abb. 2), sowie aus zwei Strombrücken (Fachwerkbalkenträger von 183,35 und 124,71 m Spannweite). Die Gesamtlänge beträgt 1600 m.

Die Gerüstpfeiler ruhen auf Holzpfählen. Diese Gründungsart hat sich bei dem vorhandenen schlechten Baugrunde als die wirtschaftlichste erwiesen; die Fundamente sind durch Eisenspundwände gegen Unterspülung gesichert. Für die Gründung der drei Hauptstrompfeiler

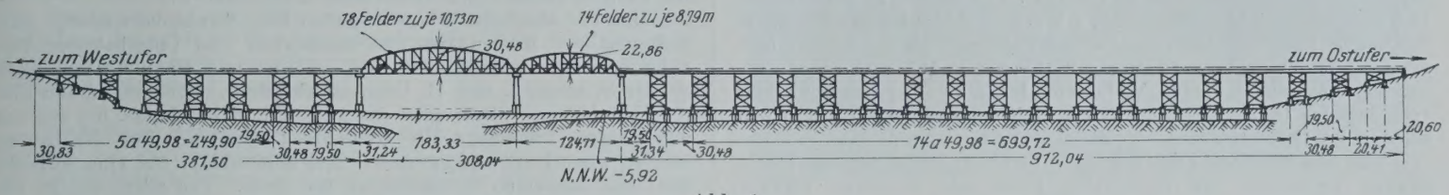


Abb. 1.

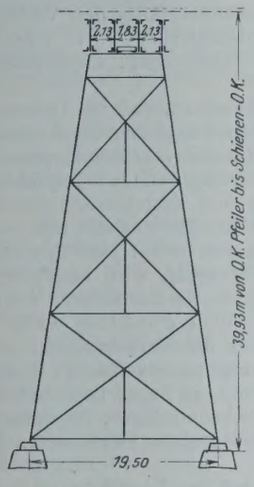


Abb. 2.

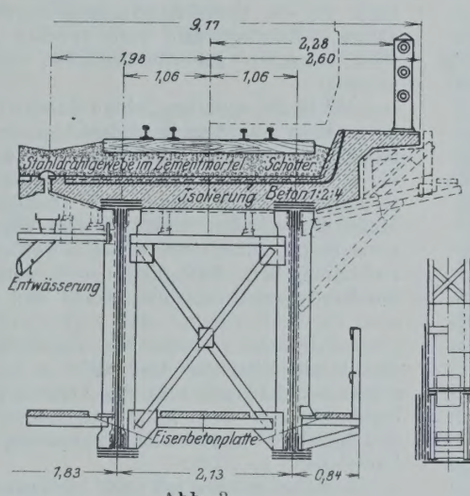


Abb. 3.

verwendete man Eisenbetonsenkkasten. Diese Pfeiler haben eine Grundfläche von 26,20 × 10,6 m, eine Höhe von rd. 60 m von der Gründungssohle bis zur Schienenoberkante; sie bestehen aus Beton und sind in Wasserhöhe mit Granit verkleidet.

Bei der Fahrbahntafel der Gerüstbrücken entschloß man sich zu einer Ausbildung nach Abb. 3, da über die Brücke viele Kühlwagen fahren, deren herabtropfendes Salzwasser bei den ungeschützten Eisenteilen

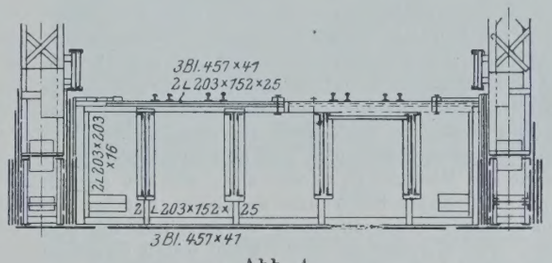


Abb. 4.

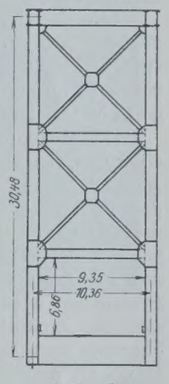


Abb. 5.

Anlaß zu großen Unterhaltungskosten gibt. Bei den Überbauten der Stromöffnungen würde das Gewicht der besprochenen Fahrbahntafel einen so großen Mehraufwand an Konstruktionsmaterial für die Hauptträger geben, daß man nach eingehenden Überlegungen die Anordnung nach Abb. 4 wählte und die vorerwähnten Nachteile in Kauf nahm. Die Breitenabmessungen dieser Strombrücken zeigt Abb. 5.

Dem Entwurf wurden die üblichen Vorschriften der New York Central Bahnen von 1917 (Coopers E. 70) zugrunde gelegt (σ_{zul} = 1265 kg/cm²). Bei den Hauptträgern der Strombrücke hat man sich mit einem etwas leichteren Lastenzuge (Coopers E. 65) begnügt und bei Belastung beider Gleise die bewegten Lasten noch um 5% vermindert. Als σ_{zul} wurde dabei 1125 kg/cm² für bewegliche, 1400 kg/cm² für ruhende Last angenommen. M.-L.

Alle Rechte vorbehalten.

Bericht der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau über eine Reise nach London zum Studium der Automobilstraßen in London und Umgebung.[1]

Die Anregung zu dieser Studienreise ist von der Vereinigung Technischer Oberbeamter deutscher Städte ausgegangen. Sie wurde auf der Tagung der Vereinigung in Münster im September 1924 beschlossen. Da im Oktober die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau gegründet wurde, so ergab es sich von selbst, da alle Beteiligten dieser Gründung beigetreten waren, daß der Bericht von der Studiengesellschaft herausgegeben wird. Sie ist daher mit ihrem ersten Ergebnis vor die Öffentlichkeit getreten.

Der Bericht beginnt mit einer Schilderung des Verkehrs im Stadtinnern Londons, wo fast nur noch das Auto als Personen-, Lastfuhrwerk und Omnibus vorherrscht, und wo trotz der stärksten Anhäufung der Wagen infolge der guten Verkehrsregelung und Fahrdisziplin sich dieser Verkehr reibungslos abwickelt. Man rechnet damit, daß der Pferdeverkehr bald ganz verschwunden sein wird.

Auf den Landstraßen ist das Bestreben festzustellen, den zu erwartenden Verkehr, hervorgerufen durch die Kraftwagen, die sich in die Lücke zwischen Eisenbahn und Zugtier einschieben, durch Ausbau des vorhandenen Straßennetzes rechtzeitig aufnehmen zu können. Es handelt sich aber hierbei nur darum, in der Umgebung der großen Städte und Industriezentren das nach dem Ausbau der Eisenbahnen zurückgebliebene Straßennetz für den neuen Verkehr durch Erweiterungen leistungsfähig zu machen. Große Automobilstraßen, die ganz England durchziehen sollen, sind nicht beabsichtigt.

Bezüglich der gewählten Befestigungen kommt der Bericht zu der bemerkenswerten Tatsache, daß der englische Straßenbau sich nicht auf eine bestimmte Bauart festlegt, sondern daß man jeweils

[1] Bericht der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau über eine Reise nach London zum Studium der Automobilstraßen in London und Umgebung vom 24. bis 31. Oktober 1924. Erstattet auf Grund der Einzelberichte der Reiseteilnehmer von Oberbaurat Hentrich, Crefeld. Berlin 1925. Julius Springer. Geh. 2,40 R.-M.

unter den vielen brauchbaren Bauarten diejenige aussucht, die den vorliegenden örtlichen Verhältnissen am besten entspricht.

Diese Feststellung möchte ich besonders hervorheben gegenüber denjenigen Bestrebungen, die gegenwärtig nur eine einzige Straßendecke als die einzig brauchbare bezeichnen.

Es werden dann die Arbeiten und Versuche des Road Board erwähnt, die Versuchsstraße in Sidcup — behandelt in den Berichten des III. Straßenkongresses in London — ist noch in Erinnerung, ferner werden Angaben über den Bau der Straßen selbst gemacht, von denen folgende besonders erwähnenswert sind: Die Linienführung der neuen Straßen ist schlank in wagerechter wie senkrechter Richtung. Man scheut vor Einschnitten von 23 m und Aufträgen von 19 m nicht zurück. Steigungen werden bis zu 1 : 18 zugelassen. Die Straßenbreite wird nach Straßen I. und II. Kl. abgestuft; erstere haben 18,3 m Breite — 9,14 m Fahrbahn, 2 × 2,10 m Rasenstreifen, 2 × 2,5 m Fußwege. Die Verkehrsbreite für ein Fahrzeug ist auf 3,05 m festgesetzt. Der Grunderwerb geschieht bis zu 65 m Breite (Zonenenteignung) nach einem kurzen Verfahren. Im Jahre 1924 waren 27 Bauvorhaben im Gange mit 64 km auf bestehenden, 264 km auf neuen Straßen im Gesamtbetrage von 240 Mill. R.-M.

Von den einzelnen Pflasterarten wird Großpflaster auf den Dockstraßen verwendet, die bekanntlich einen sehr schweren Verkehr haben. Kleinpflaster ist wenig verlegt worden, weil die Steine aus dem Auslande eingeführt werden müssen, auch soll es sich nicht bewährt haben. Daß Holzpflaster im Inneren Londons vorherrscht, ist bekannt. Die im Bericht gemachten Angaben decken sich noch mit denjenigen von Heinrich Freese in seiner Schrift: Das Holzpflaster in London. Der Betonunterbau wird jetzt 30 cm stark gemacht.

Der Bericht behandelt dann die Stampfasphalt- und Gußasphaltdecken, die im allgemeinen der bei uns gebräuchlichen Art entsprechen. Auch bei ihnen wird jetzt der Betonunterbau auf 25 cm verstärkt und erhält sogar 5 cm über der Unterkante ein Drahtmaschengeflecht aus Draht von 5 mm Durchm.

Der dann folgende Bericht über Walzasphalt ist zum Teil unverständlich, es werden nämlich die drei Bezeichnungen Walzasphalt, Asphaltbeton und Asphaltmakadam zusammengeworfen, obwohl nach den deutschen und vor allem nach den in Amerika, das doch diese drei Arten entwickelt hat, bestehenden Begriffsbestimmungen unter jeder Bezeichnung eine besondere Deckenart zu verstehen ist. Aus den Beschreibungen kann man entnehmen, daß nur von Walzasphalt gesprochen wird, denn die Mischungen decken sich, was den Grundsatz der Ausfüllung der kleinsten Hohlräume anbelangt, mit den bekannten Standardmischungen. Als Bitumen werden Trinidal und Mexphalt angegeben. Der Walzasphalt erhält einen festen Unterbau aus Steinpackung oder Beton, außerdem bei den Straßen mit größerem Verkehr eine Zwischenlage aus gröberem Gestein mit Asphalt, die Binder genannt wird. Der Bericht stellt fest, daß sich die Asphaltdecke in London immer steigender Beliebtheit erfreut; sie soll als endgültige Decke auf den meisten Straßen verlegt werden.

Von den Teerdecken bevorzugt man in England die Oberflächenteerung und den Teermakadam im Kalteinbauverfahren. Auf Grund von Erfahrungen liegen bereits Ausführungsvorschriften für den Bau und für die Lieferung des Teeres vor, die auch im Bericht abgedruckt sind. Neues bringen sie allerdings nicht, sie können aber als Unterlagen für deutsche Vorschriften gut benutzt werden; denn man hatte in Deutschland bereits auch erkannt, daß kein Rohteer, sondern nur präparierter Teer oder Pechöl, dessen Mischung je nach den für jede Straße vorliegenden Bedingungen eingestellt werden kann, im Straßenbau brauchbar sind. Die Teeraufnahme schwankt zwischen 0,6 bis 1,5 l/m², einschl. der Absandung ergibt sich ein Kostenaufwand von 0,41 bis 0,63 M/m². Der Teermakadam hat dort, wo passendes Gestein vorhanden ist, vielfach Anwendung gefunden. In London hat man Schlackenhalden dafür ausgebeutet. Es wird angegeben, daß sich auf Straßen mit einer Verkehrsbelastung von 8000 bis 9000 t täglich entsprechend einer Wagenzahl von 2500, darunter 250 schwerste, Teermakadamstraßen gehalten haben.

Die Straßendecken aus Beton und Eisenbeton sind noch nicht aus den Versuchen heraus, ihr Umfang ist noch gering. Im allgemeinen dienen sie dem Autoverkehr, der als höchster mit 220 t für 1 m Straßenbreite und Tag angegeben wird. Aber auch in Straßen mit gemischtem Verkehr ist Beton angewendet worden. Zweischichtige und einschichtige Decken, mit und ohne Eiseneinlagen, bis 22,5 cm Stärke sind besichtigt worden.

Bei alten Straßen werden die Betondecken unmittelbar auf diese gebracht; in solchem Falle hat man die Betondecken nur 15 cm stark gemacht. Damit ist ein Vorbild gegeben, wie man unsere Landstraßen billig mit Beton neu decken kann. Man wird diese Fälle im Auge behalten müssen. Beachtenswert ist auch, daß man Aufbruchgestein — ohne Sand — aus den Schotterdecken nach gründlichem Waschen für die Betondecken wieder benutzt hat.

Die für den Bau von Betonstraßen gegebene Anweisung enthält die auch in Deutschland bekannten Maßnahmen[1]).

Der IV. Abschnitt bringt Angaben über Straßenverwaltung, Aufbringung der Kosten für den Straßenbau und Unterhaltung, Verkehrsregelung. Die Straßen sind in Orts- und Hauptstraßen, diese wieder in solche I. und II. Ordnung eingeteilt. Für den Umbau und die Unterhaltung dieser gibt das Ministerium Zuschüsse, die aus der allgemeinen Fahrzeugsteuer genommen werden. Für Neubauten werden auch Darlehen gewährt. Das Ministerium übt eine Aufsicht aus und hat einen Straßenbeirat zur Seite. Vor allem hat es die Verkehrsregelung unter sich und läßt zur Gewinnung sicherer Unterlagen für die Verkehrsbedeutung der Straßen sorgfältig den Verkehr zählen. Es liegt also eine gewisse Zentralisierung vor. Darauf wird besonders im Abschnitt IV, Schlußfolgerungen, aufmerksam gemacht.

Mit Recht wird am Schluß darauf hingewiesen, daß für Deutschland neben dem Bau besonderer Autostraßen dringlicher die Aufgabe ist, das vorhandene Straßennetz dem Kraftwagenverkehr anzupassen, die 90 % ausmachenden Schotterdecken und abgenutztes Steinpflaster so umzubauen, daß eine glatte Oberfläche und ausreichende Staubbindung geschaffen wird. Es wird zugegeben, daß das mit den verschiedensten Bauweisen erreicht werden kann, wobei jede ihre Berechtigung hat. Bezüglich der Kostenaufbringung wird empfohlen, die Kraftwagensteuer auszubauen und stärker heranzuziehen, wobei auch die Zentralisation nach englischem Vorbilde empfohlen wird.

Im Bericht vermisse ich Angaben über die Verkehrsstärke auf den einzelnen Befestigungen. Wie ich aus einer amerikanischen Quelle entnehme, wird seit 1923 der Verkehr gezählt, es liegen auch bereits Ergebnisse vor. Dann hätte man erst Vergleichsunterlagen, um danach die Entscheidung über die Anwendung der einzelnen Deckenarten in Deutschland zu treffen.

Auf eins möchte ich noch hinweisen, daß der Begriff Automobilstraßenbau anscheinend etwas verschwommen ist, insofern als alle Welt glaubt, daß besondere Straßen für Automobilverkehr gebaut werden sollen. Selbst im Auslande, auch in Nordamerika findet man nur selten Straßen, die als reine Automobilstraßen anzusehen sind, wie z. B. die AVUS in Berlin und die Straßen zwischen Mailand und den oberitalienischen Seen. Der Bau solcher Straßen wird in England als wenig rentabel angesehen und dürfte für Deutschland nur für besondere Strecken vorläufig in Frage kommen, wenn es auch zu begrüßen ist, daß die Studiengesellschaft Zukunftspläne für ein ausgedehntes Kraftwagenstraßennetz entwerfen will, denn dann hat man eine gute Unterlage vor allem für Siedlung und Stadterweiterung und verbaut sich nicht die zukünftige Entwicklung.

Mit Recht weist aber der Bericht darauf hin, daß heute die Aufgabe die dringlichere ist, das vorhandene Netz dem Kraftwagenverkehr anzupassen. So fassen auch die Engländer die Angelegenheit auf. Dabei ist aber immer auf den gemischten Verkehr Rücksicht zu nehmen, was die technischen Maßnahmen erheblich erschwert. Da die englischen Verhältnisse mit den deutschen noch manche Vergleichspunkte aufweisen, verdient die Entwicklung in England weitere Beachtung. Es wird sich empfehlen, in einiger Zeit diese Studienreise zu wiederholen. Prof. Dr.-Ing. E. Neumann.

[1]) Siehe den Aufsatz von Prof. Dr.-Ing. Neumann in der „Bautechnik“ 1924, Heft 52, S. 587, „Technik des Betonstraßenbaues“.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. September erschienene Heft 18 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Willy Obrist: Getreidesilo in Kaposvàr (Ungarn) für die Dampfmühle der A. G. für Landwirtschaftliche Industrie, Budapest. — Dr.-Ing. N. Kelen: Die Spannungsverhältnisse in Staumauern. — Stadtbauingenieur Th. Menken: Die Ausrüstung von Dreigelenkbogenbrücken. — Reichsbahnrat O. Blunck: Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen. — Ing. H. Kügler: 20 Jahre Betonstraßenbau.

Oberbaurat Dr.-Ing. Bosch 25 Jahre im Gemeindedienst. Oberbaurat Dr.-Ing. Bosch, der Vorstand des städtischen Tiefbauamts von München, konnte nach den Münch. N. N. jüngst auf ein 25jähriges Wirken im Gemeindedienst zurückblicken. Dr. Bosch, der im 52. Lebensjahre steht, ist in Bamberg geboren, absolvierte 1895 die Technische Hochschule München und wurde im September 1900, nachdem er vorher beim Straßen- und Flußbauamt Aschaffenburg und beim Stadtbauamt Nürnberg tätig gewesen war, als Bezirksingenieur zur Lokalbaukommission München berufen. 1907 wurde er zum Vorstand der

Abteilung Wasser- und Brückenbau des Münchener Stadtbauamts ernannt und im November 1919 vom Stadtrat München als berufsmäßiger Stadtrat und Vorstand des städtischen Tiefbauamts gewählt, womit die Oberleitung über die Wasserversorgung und Kanalisation, über Straßenbau und Straßenreinigung verbunden ist. Dr. Bosch ist als hervorragender Fachmann auf dem Gebiete der Beton- und Eisenbetontechnik und Statik und auch mit zahlreichen Veröffentlichungen in fachwissenschaftlichen Zeitschriften hervorgetreten. Er gehört auch dem staatlichen Wasserwirtschaftsrat und einer Reihe angesehener wissenschaftlich-technischer Vereinigungen als geschätztes Mitglied an. Große Verdienste hat er sich um den Neubau des Deutschen Museums erworben, bei dem seine umfassenden Kenntnisse auf dem Gebiete der Eisenbetontechnik die schwierigen Fundierungs- und Konstruktionsarbeiten wesentlich förderten. Seine erfolgreiche Tätigkeit wurde von der Staatsregierung bei Eröffnung des Deutschen Museums durch Verleihung des goldenen Ehrenrings anerkannt. Unter der Oberleitung von Dr. Bosch wurden der Uferschutz, die Kanalisation und Wasserversorgung Münchens ausgebaut.

Technische Hochschule Braunschweig. Der Freistaat Braunschweig hat zur Vergrößerung seiner Technischen Hochschule eine an das Hochschulgrundstück angrenzende Fabrik mit einer Fläche von rd. 12 500 m² erworben und die 1. Baurate für die Erweiterung des Hochschulgebäudes nach den Plänen des jetzigen Rektors Prof. Mühlenpfordt bewilligt. Die geplanten Erweiterungen sind hauptsächlich für elektrotechnische, technisch-chemische und technisch-physikalische Institute bestimmt.

Ferner wurden die Mittel für die Fertigstellung des im vorigen Jahre begonnenen Neubaues des botanischen Instituts im botanischen Garten bewilligt. Dieses Institut gehört zu der pharmazeutischen Abteilung der Technischen Hochschule.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. Im Laufe der nächsten Monate wird eine Reihe von Vortrags- und Aussprache-Abenden über „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen“ stattfinden. Es sollen folgende Fragen behandelt werden:

1. Welchen Stand hat der Ersatz der menschlichen Arbeitskräfte durch Maschinen im Bauwesen erreicht und wo muß die weitere Einführung bezw. die Vervollkommnung des maschinellen Betriebes angestrebt werden?
2. Die Normung und Typisierung im Bauwesen und ihre Einführung in die Praxis.
3. a) Wie kann der Unterricht der Baugewerkschulen neben gründlicher Fachausbildung die Erziehung zum wirtschaftlichen Arbeiten vermitteln? — b) Wie kann beim akademischen Studium der Bauwissenschaften der Notwendigkeit wirtschaftlicher Ausbildung Rechnung getragen werden?
4. Wie schafft sich das Baugewerbe vollwertigen Facharbeiter-Nachwuchs?
5. Welche Aussichten bietet die Verwendung hochwertiger Baustoffe und die Einführung neuer Bauweisen für die wirtschaftliche Gestaltung unserer Bauten?
6. Die Verbesserung des Wirkungsgrades der menschlichen Arbeit beim Bauen.
7. Gemeinschaftsarbeit im Bauwesen mit besonderer Berücksichtigung der wissenschaftlichen Forschungsarbeit.
8. Wie baut Amerika? Können und sollen wir von ihm lernen?

Der Einsturz des Pickwick-Klubhauses in Boston, der in den frühen Morgenstunden des 4. Juli 1925 stattfand und 43 Menschenleben vernichtete, dürfte nach einer Mitteilung in „Eng. News-Rec.“ vom 9. Juli 1925 auf unvorsichtige Unterfangungsarbeiten zurückzuführen sein, obschon sich Genaueres über die Schuldfrage erst nach Aufräumung der Unglückstelle feststellen lassen wird, die einstweilen noch ein Bild völliger Zerstörung bietet (Abb. 1).

Das eingestürzte Gebäude war ein Backsteinbau von 13,50 m Front und 20 m Tiefe mit hölzernen Zwischendecken und fünf Geschossen, von denen jedoch nur das zweite von dem genannten Klub benutzt wurde, während die anderen zur Zeit des Einsturzes leer standen; anscheinend infolge eines im April 1925 stattgehabten Schadenfeuers in den oberen Geschossen, die deswegen in der Ausbesserung begriffen waren. Das Unglück ereignete sich um 3,20 Uhr früh während einer lebhaften Tanzfestlichkeit: Auf dem Nachbargrundstück wurden Ausschachtungsarbeiten für den Neubau einer Garage vorgenommen, die tiefer als die Sohle des eingestürzten Gebäudes reichten und dessen Unterfangung mit neuen Betonpfeilern nötig machten. Wie weit diese bereits tragfähig waren, ist nicht mitgeteilt; eine regelrechte Absteifung der zu unterfangenden Wände war zur Zeit des Einsturzes jedenfalls nicht oder nicht mehr vorhanden, die Fundamentmauern sind eingefallen und auf den Boden der Baugrube gestürzt. Die Abb. 2 gibt einen recht guten Überblick über den Zustand der Unfallstelle sowie die erwähnten Ausschachtungs- und Unterfangungsarbeiten. Ki.

Abb. 1.

Abb. 2.

Wasserlose Gasbehälter. Vor den teleskopartig ausziehbaren Gasbehältern mit Wasserdichtung in den Tassen und einem Wasserbecken als unterem Abschluß haben die neueren wasserlosen Gasbehälter für Gegenden, in denen die Wärme unter Null sinkt, den großen Vorteil, daß sie gegen Frost unempfindlich sind. Wasser, das gefrieren und dadurch den Behälter außer Betrieb setzen könnte ist bei ihnen nicht vorhanden. Überdies sind sie leichter in ihrem ganzen Aufbau, stellen infolgedessen keine so hohen Anforderungen an die Tragfähigkeit des Baugrundes, und man kommt daher auch bei ihnen mit weniger umfangreichen Gründungen aus.

Die Bauart der wasserlosen Gasbehälter braucht hier nur angedeutet zu werden. Sie bestehen aus einem zylindrischen oder prismatischen Behälter über vieleckigem Grundriß, in dem sich eine Scheibe so wie ein Kolben in einem Dampfzylinder bewegt. In einer Rinne am Umfang der Scheibe ist ein dichtendes Polster angebracht; die Rinne ist außerdem mit Teer gefüllt, der ebenfalls dichtend wirkt; er fließt nur in geringen Mengen aus und wird am Boden aufgefangen, um wieder in die Rinne am Umfang der Scheibe zurückgebracht zu werden.

Der erste derartige Behälter ist 1911 in Posen gebaut worden, und in der Folge hat sich die Bauart, ein Werk der M. A. N., namentlich im Osten Deutschlands eingebürgert. Der Posener Behälter hat ein genügendes Alter, daß man über seine Bewährung ein Urteil abgeben kann, und daß dieses günstig ist, geht schon daraus hervor, daß er mittlerweile eine ganze Anzahl Nachfolger gehabt hat. Schon bis Ende 1921 waren 21 wasserlose Gasbehälter von 1000 bis 60 000 m³ Nutzinhalt gebaut. Ein solcher Behälter mit 30 000 m³ Inhalt steht z. B. in Seddin (Brandenburg), ein anderer in Waldenburg in Schlesien, der 20 000 m³ Inhalt hat und 30 m hoch ist; seine Erhöhung, so daß er 37 000 m³ fassen könnte, war schon gleich bei seiner Errichtung in Aussicht genommen. Die neue Behälterbauart ist aber nicht auf den Osten Deutschlands beschränkt geblieben; sie findet sich auch in anderen Gegenden; es sei nur eine Ausführung in Offenburg (Baden) erwähnt.

Neuerdings sind auch in den Vereinigten Staaten von Amerika zwei wasserlose Gasbehälter erbaut worden. Der Behälter in Michigan hat 28 300 m³ Inhalt, der andere in Flushing im Staate New York 85 000 m³. Der erstere hat einen Durchmesser von 44,5 m und eine Gesamthöhe von etwa 70 m, wovon 61,6 m auf den eigentlichen Behälter entfallen. Das Gerüst des Gasbehälters besteht aus U-Eisen in den Winkelpunkten seines vieleckigen Grundrisses. Zu seinem Aufbau wurde ein zwar nicht neues, aber immerhin eigenartiges Verfahren angewendet. Sobald die ersten Ringe des Mantels aufgebaut waren, wurde in dem von ihnen umschlossenen Raum die Abschlußscheibe zusammengebaut und die Dichtung zwischen ihr und der Behälterwand hergestellt. Auf dieser Scheibe wurde dann das Dach aufgebaut, das beim weiteren Aufbau als Rüstbühne diente. Je nach dem Fortschritt des Aufbaues der Umfassungen wurde die Scheibe und mit ihr das Dach durch Druckluft, die man von unten in den Behälter einpreßte, in die Höhe gehoben. Jegliche festen Rüstungen waren also entbehrlich. Um wegen der Standfestigkeit des Rüstbodens nicht auf die Druckluft angewiesen zu sein, wurde die Scheibe während des Stillstandes an den Ständern des Mantels aufgehängt. Nachdem man auf diese Art auch den obersten Ring eingebaut hatte, wurde das Dach an Ort und Stelle aufgesetzt; die Verbindung zwischen ihm und der Scheibe wurde gelöst, worauf man diese absinken ließ. Damit war der Gasbehälter gebrauchsfertig.

Der erste derartige Gasbehälter, der in Frankreich gebaut worden ist, befindet sich in Douai; er faßt 27 500 m³. Sein Grundriß ist ein 26-Eck mit einem Durchmesser des umschriebenen Kreises von 33,85 m. Das ganze Bauwerk ist 36 m hoch, die Hubhöhe der Scheibe beträgt 30,8 m. Die Bleche des Mantels sind nur 3 mm stark.

In der Erörterung eines Vortrages über wasserlose Gasbehälter vor der Vereinigung der Gasingenieure in London wurde behauptet, der wasserlose Gasbehälter biete einen noch häßlicheren Anblick als die ältere Bauart. Selbst wenn das zugegeben wird, muß man sich bei den Vorteilen der neueren Bauart, dem Fehlen des Wassers in den Tassen und dem Becken, dem Fehlen beweglicher Teile, der geringeren Empfindlichkeit gegen Seitenwind, damit abfinden. In letztgenannter Beziehung wurde allerdings bei der schon genannten Erörterung weiter die Befürchtung ausgesprochen, der Mantel könne bei einseitigem Winddruck elliptische Form annehmen und sich dadurch an den Enden der langen Achse von der Dichtung abheben, so daß Gas entweichen würde. Von anderer Seite wurde erwidert, daß diese Gefahr nicht bestehe. Es wurde hervorgehoben, daß die Schmierung der Innenseite durch den Teer zugleich den Vorteil habe, die Bleche vor Zerstörung durch Rost zu schützen.

In Amerika sind zurzeit wasserlose Gasbehälter mit einem Gesamtinhalt von 1,8 Mill. m³, darunter solche mit 425 000 m³ Inhalt im Bau. Wkk.

Gewölbereihendämme in Amerika. Nach einer bisher nicht veröffentlichten Mitteilung des bekannten und um die Entwicklung des Baues von Talsperren in aufgelöster Bauart verdienten amerikanischen Ingenieurs F. A. Noetzli an den italienischen Talsperrenbauer

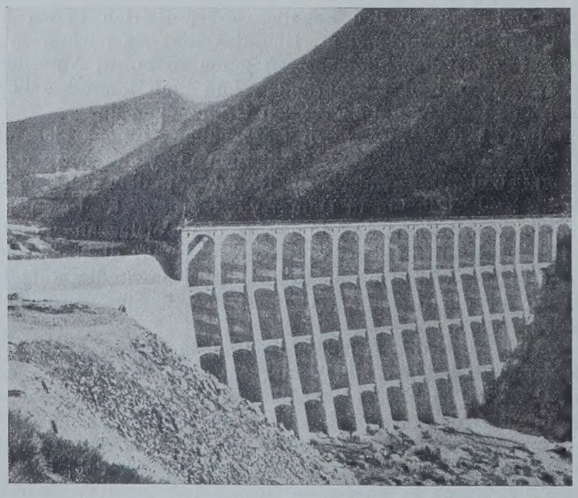


Abb. 1. Hodges-Lake-Talsperre. Rückseite.

Kambo[1]) sind in den Jahren 1908 bis 1921 allein in den Vereinigten Staaten 33 Gewölbereihendämme und 100 nach dem Ambursen-Prinzip gebaut worden oder waren in der Ausführung begriffen; davon erreicht allerdings ein großer Teil der Gewölbereihendämme nur eine Höhe bis zu 30 m, während die meisten nach dem Ambursen-Prinzip erbauten Dämme gegen 45 m hoch sind.

In „Energia Elettrica“ 1925, Juniheft, bringt Kambo einige Mitteilungen über die neuesten und bemerkenswertesten Ausführungen der erstgenannten Bauart:

Die Hodges-Lake-Talsperre am San Dieguito (Abb. 1) wurde 1917 gebaut, ihre Höhe von Oberkante Gründung bis zur Krone beträgt 41,50 m; der Abstand der Pfeiler 7,30 m; die Mauerstärke der letzteren wechselt von 0,45 bis 1,27 m, diejenige der Bogen von 0,30 bis 0,80 m. Die Länge der Sperre beträgt 174 m, nach rechts wird sie durch ein Überfallwehr von 2200 m³/Sek. Durchflußmenge fortgesetzt, das Staubecken hat einen Inhalt von 46 Mill. m³. Die Pfeiler haben keine Bewehrung und zeigen vermutlich aus diesem Grunde einige Temperatur- und Schwindrisse.

Die Murray-Talsperre am San Diego in Süd-Kalifornien hat eine größte Höhe von 35,60 m, eine Länge von 275 m und eine Bogenspannweite von 9,15 m. Bemerkenswert ist vor allem die kurze Bauzeit von nur 7 Monaten.

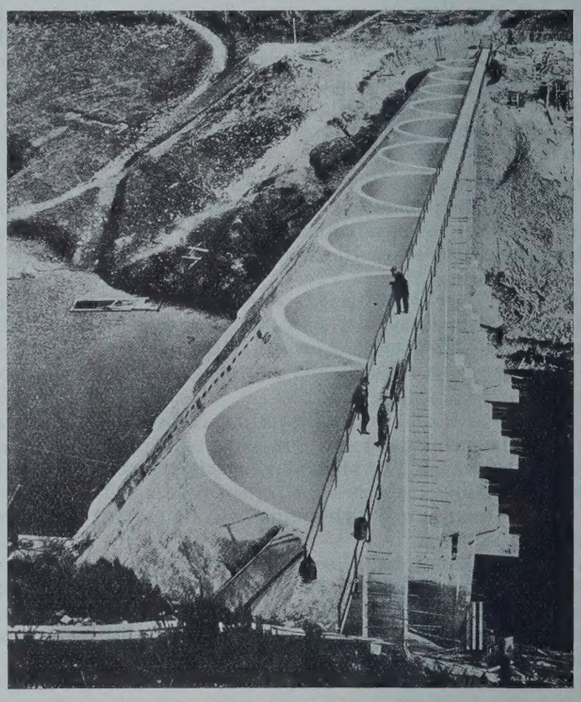


Abb. 2. Mountain-Dell-Talsperre.

Die Mountain-Dell-Talsperre (Abb. 2) ist ebenso wie die vorige — und viele andere — nach dem Entwurf des amerikanischen Talsperrenbauers Eastwood ausgeführt und für eine Höhe von 44,20 m berechnet; sie wurde jedoch im ersten Bauabschnitt 1916/17 zunächst nur 32 m hoch gebaut, wird erst jetzt auf die planmäßige Höhe gebracht und dient für die Wasserversorgung von Salt Lake City. Die Spannweite der Bogen beträgt 10,70 m; bemerkenswert ist die Anordnung von Dehnungsfugen an den Kämpfern und im Scheitel, die mit Asphalt und Metallstreifen so erfolgreich gedichtet sind, daß gelegentlich einer im August 1924 vorgenommenen Besichtigung bei vollem Staubecken keinerlei nennenswerte Durchsickerung zu beobachten war.

Die ausnahmsweise steil angelegte Cave-Creek-Talsperre wurde 1922 gebaut zum Schutze gegen die periodisch wiederkehrenden Überschwemmungen bei Phönix City, der Hauptstadt von Arizona, und war kaum vollendet, als zwei große Hochwasser, deren Folgen jedenfalls ein Mehrfaches der Baukosten verschlungen hätten, die Berechtigung der Anlage erwiesen. Sie besteht — bei einer Gesamtlänge von 516 m — aus 38 Bogen von 13,40 m Spannweite und ist zur Erreichung festen Baugrundes 18,80 m tief unter dem Tonboden des Flußbettes gegründet: Die gesamte Bauhöhe erreicht somit trotz einer Nutzhöhe von nur 18,30 m 37,10 m. Die Vorderseite ist am Fuß zunächst im Verhältnis 1 : 1 geböscht, wird dann jedoch steiler und steigt an der Krone fast senkrecht an; der gesamte Rauminhalt der Mauer beträgt etwa 14 500 m³.

Die Webber-Creek-Talsperre wurde 1922/23 in drei Bogen von 42,50 m Spannweite für den mittelsten und von je 10,50 m für die beiden seitlichen mit einer Gesamthöhe von 36,50 m erbaut. Die Stärke des mittleren Bogens schwankt zwischen 0,76 und 3,60 m.

[1]) Vergl. u. a. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 35, S. 475.

Die Palmdale-Talsperre (Abb. 3 u. 4) am Little Creek bei Los Angeles wurde 1924 vollendet und besitzt einschließlich der allerdings sehr tiefen Gründung eine Bauhöhe von 53 m sowie eine Gesamtlänge von 210 m in 29 Bogen von 7,30 m Spannweite; die Bogenstärke wechselt zwischen 0,38 und 1,22 m, diejenige der ebenso wie die ersten bewehrten Pfeiler zwischen 0,38 und 1,96 m. Der Rauminhalt des verbauten Betonmauerwerks betrug 19 000 m³, die Baukosten belaufen sich auf 550 000 $. Die Mauer ist besonders bemerkenswert durch ihre Grundrißform, die, wie namentlich Abb. 4 erkennen läßt, aus zwei innerhalb des mittelsten Pfeilers unter 165 ° sich stumpfwinklig schneidenden Geraden in der Art gebildet ist, daß die offene Seite des Winkels der Wasserseite zugekehrt ist.

Die Zahl der nordamerikanischen Gewölbereihendämme ist damit erst zum kleinsten Teil behandelt: Bemerkenswert sind ferner namentlich auch wegen der ständig steigenden Höhe der Anyox-Damm in Canada mit 47,50 m, der erst neuerdings in Angriff genommene Stockton-Damm von 900 m Länge und 42 m Höhe für die Wasserversorgung von Los Angeles, die Sperren von Calaveras und Puddingstone mit 48,80 bezw. 49 m Höhe und endlich der noch im Entwurf befindliche Topa-Topa-Staudamm, der mit 92 m Höhe den Rekord der berühmten Tirso-Talsperre schlagen soll.

Es ist an dieser Stelle nicht möglich, nähere Angaben über die zuletzt genannten Bauten zu machen oder die größere Zahl der hier nicht erwähnten zu behandeln; ebenso wie die vorigen sind sie ein Beweis für die Möglichkeiten des Talsperrenbaues in aufgelöster Bauweise, dessen Überlegenheit gegenüber den Schwergewichtmauern in seiner großen Ersparnis an Material und Bauzeit beruht, der bei sachgemäßer Ausführung — vor allem bei genügend tiefer und sicherer Gründung — völlig standsicher ist und sich den örtlichen und geologischen Verhältnissen besser anpaßt. Ki.

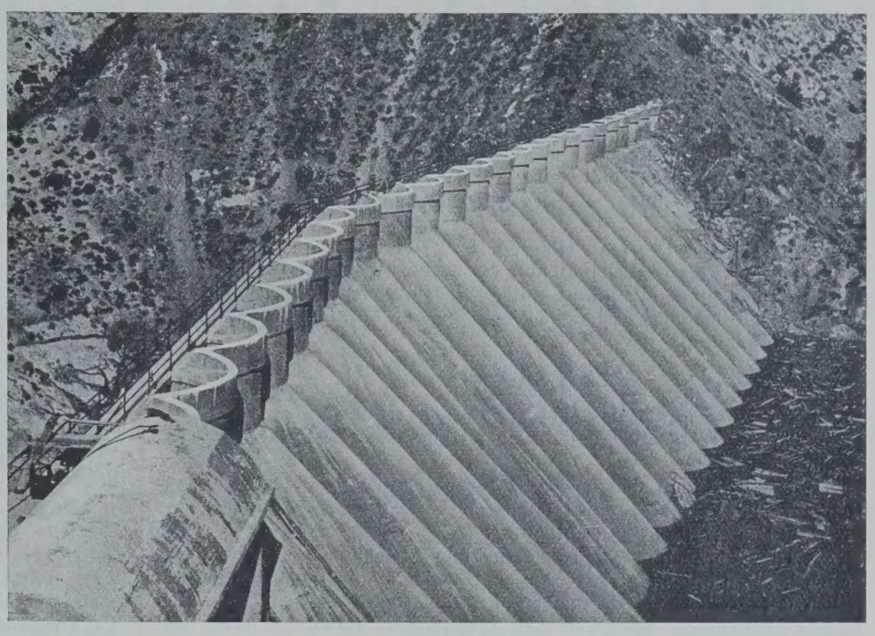


Abb. 3. Palmdale-Talsperre. Vorderansicht.

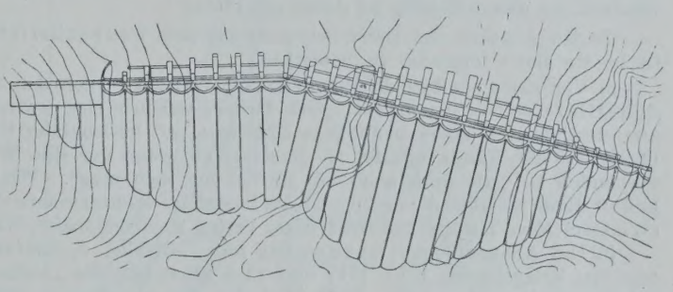


Abb. 4. Palmdale-Talsperre. Grundriß.

Zum achtzigsten Geburtstage von Ingenieur Viktor Brausewetter, der seit dem Bestande des österreichischen Eisenbetonausschusses (1906) an dessen Spitze steht, veranstaltet der Eisenbetonausschuß des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines am 6. Oktober d. J. eine Festversammlung, bei der Prof. Ing. Dr. Rud. Saliger den Festvortrag halten und der Präsident des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins, Sektionschef Ing. Bruno Enderes, dem Jubilar eine von Bildhauer Thiede angefertigte Plakette sowie eine Adresse überreichen wird. Anläßlich dieser Feier wurde von 16 österreichischen Betonfirmen ein namhafter Betrag zur Fortführung der Versuchsarbeiten des österreichischen Eisenbetonausschusses gestiftet.

Verein Deutscher Kalkwerke E. V., Fachausschuß Baukalk. In der am 30. September 1925, 10 Uhr vorm. im Majolikasaal des Parkhauses auf dem Messegelände Köln-Deutz stattfindenden öffentlichen Tagung sollen folgende Vorträge gehalten werden: Prof. H. Burchartz, Berlin-Dahlem, Der Baukalk und die Technik seiner Materialprüfung; Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Braunschweig, Alte und neue Mörteltechnik; Oberregierungsbaurat C. M. Mittelbach, Dresden, Wohnungsbau der Nachkriegszeit.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zuschrift zu dem Aufsatze „Erddruck auf Parallelflügel“ in der „Bautechnik“ 1925, Heft 29, S. 404. Es darf nicht ohne Widerspruch bleiben, wenn der Verfasser des genannten Aufsatzes, Herr Studienrat Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Keppner, allgemein, wenn auch mit Vorsicht behauptet, daß unsere Erddrucktheorie lückenhaft und vielfach nicht genügend geklärt sei; dies um so mehr, als es sich nur um eine vermeintliche Lücke handelt, denn der Fall des Erddrucks zwischen Parallelflügeln ist längst in grundlegenden Werken behandelt und in neueren Arbeiten klärend bestätigt worden. Kein Geringerer als einer unserer Altmeister der Statik, nämlich E. Winkler, hat diesen Fall bereits vor einem halben Jahrhundert bearbeitet. Insbesondere muß aber auch auf die umfangreichen Arbeiten von M. Buchwald im „Zentralbl. d. Bauv.“ 1916 bis 1919 u. a. O. hingewiesen werden, wo praktische Verfahren für alle vorkommenden Erddruckfälle angegeben oder doch so vorgeführt sind, daß jeder andersgeartete Fall leicht abgeleitet werden kann.

Der hier zur Sprache stehende angeblich fehlende Fall findet sich in „Beton u. Eisen“ 1919, Heft II/III, wo Buchwald allerdings die Winklersche Lösung einer ungerechtfertigten Kritik unterzieht, die ich in Heft VII/VIII desselben Jahrganges von „Beton u. Eisen“ richtiggestellt habe, da es in der Praxis, auf die die sonstigen Lösungsverfahren eingestellt sind, in erster Linie immer nur auf den größtmöglichen Erddruck ankommt; Buchwald gibt aber dort zu, daß er nicht den größtmöglichen Erddruck im Auge hatte. Aus dem Schriftwechsel in Heft VII/VIII von „Beton u. Eisen“ ist der Stand des sich auf dem bereits Vorhandenen aufbauenden Stoffes ersichtlich. Das Aufgabengebiet und seine Lösungen gehen bereits weiter als die Ausführungen Dr. Keppners. Besonders überraschend wirkt aber seine Mitteilung, es werde vielfach behauptet, daß im allgemeinen die Stützmauern zu große Querschnitte hätten. Es führt zu weit, auch hierfür die entgegenstehenden zahlreichen Veröffentlichungen, besonders der letzten Jahre, hier wiederzugeben. Aus ihnen geht hervor, daß trotz reichlicherer Anwendung von Dehnungsfugen die Risserscheinungen bei Stützmauern außerordentlich häufig sind und stärkere Abmessungen dringend erforderlich machen. Man soll also bei dem genannten einfachen und üblichen Bemessungsverfahren für Stützmauern sogar sehr vorsichtig sein.

Wenn sonst von der ungenügenden Klärung der Erddrucktheorie gesprochen wird, ist dies immer im streng wissenschaftlichen Sinne gemeint. Die in der Praxis am häufigsten angewandte Rebhann-Ponceletsche Theorie befriedigt den reinen Theoretiker nicht, und es werden auch in den Augenblicken, wo diese Zeilen geschrieben und gelesen werden, ernst zu nehmende Fachleute von dem in den letzten Jahren in umfangreichen mathematisch-statischen Arbeiten behandelten Problem des eigenartigen Kräftespiels im kohäsionsfreien oder mehr oder minder kohäsionsreichen Gerölle noch gefesselt sein. Mit allen diesen tiefschürfenden Theorien und ihren Ergebnissen kann aber die Praxis tatsächlich nichts anfangen, besonders deshalb nicht, weil sie wesentlich Neues oder wesentliche Abweichungen für die zahlenmäßigen Ergebnisse nicht gebracht haben. Der Praxis muß die Tatsache genügen, daß das einfache Rebhann-Ponceletsche Verfahren durch in- und ausländische Versuche bestätigt und daher brauchbar ist.

Daß man durch einfache Gleitlinienkombinationen alle vorkommenden Belastungsfälle genügend genau erfassen kann, hat

Buchwald in seinen Arbeiten gezeigt, und wie in jedem einzelnen Falle hinsichtlich der Wahl des Reibungswinkels und des Sicherheitsgrades zu verfahren ist, wird der Erfahrene zu entscheiden wissen. Aber geradezu gefährlich muß es wirken, wenn die für die praktische Anwendung irrige Ansicht wiedergegeben und verbreitet wird, daß die Rebhann-Ponceletsche Erddruckmethode zu große Werte ergebe. Die außergewöhnlich große Zahl der Stützmauerverschiebungen und -verkippungen und Rissebildungen kann dadurch nur vermehrt werden.

Berlin, 15. Juli 1925. Oberingenieur Alfons Schroeter.

Erwiderung. Die Zuschrift von Hern Oberingenieur Schroeter baut sich auf Voraussetzungen auf, die durch meinen Aufsatz keineswegs gegeben sind. Mit aller Deutlichkeit muß daher nochmals gesagt werden, daß meine Darlegungen nur folgende drei Gesichtspunkte verfolgen, nämlich:

1. Unsere Erddrucktheorien gehen von unbegrenzter Hinterfüllung aus. Daher muß es zunächst den Anschein erwecken, als wenn die Druckverhältnisse bei begrenzter Hinterfüllung nicht geklärt wären. Tatsächlich besteht aber eine solche Lücke in der Erddrucktheorie nicht.

2. Für eine von den vielen Erddrucktheorien, nämlich für das Rebhannsche Verfahren, wird der Nachweis erbracht, daß es bei begrenzter Hinterfüllung anwendbar ist.

3. Die gebräuchlichen Erddruckverfahren, insbesondere das Rebhannsche, sind unbedingt zuverlässig. Etwaige ungünstige Erfahrungen haben mit der Theorie als solcher nichts zu tun, sondern müssen auf falsche Annahmen bezüglich des spezifischen Gewichts oder des Böschungs- und Reibungswinkels zurückgeführt werden. Vorsicht bei Bestimmung dieser Größen ist daher am Platze.

Zu den Angaben des Herrn Schroeter aus dem Fachschrifttum ist im einzelnen folgendes zu bemerken:

a) Vor einem halben Jahrhundert läßt Winkler noch den Satz Schefflers gelten, der lautet: „Der Druck, welchen eine zwischen zwei vertikalen Wänden befindliche Erdmasse mit horizontaler Oberfläche auf die Wände ausübt, ist derselbe, als wenn nur eine Wand vorhanden ist, wie groß auch die Entfernung sein mag“. Winkler knüpft daran lediglich die Bedingung des Zustandes vollkommener Ruhe (Winklers Neue Theorie des Erddrucks, Verlag R. v. Waldheim, Wien).

b) Die Abhandlungen Buchwalds im „Zentralbl. d. Bauverw.“ aus den Kriegsjahren 1916, 1917 und 1918 behandeln die „Auflasten bei Erddruckermittlungen“. Diese Aufsätze lassen natürlich weitergehende Schlüsse zu, aber der Erddruck bei begrenzter Hinterfüllung findet dort keine Erwähnung. Im Jahrgang 1919 der genannten Zeitschrift vermag ich keine Veröffentlichung Buchwalds zu finden.

c) Daß Buchwald gerade während der Revolutionswirren in „Beton u. Eisen“ 1919, Heft II/III, zu der Frage des „Erddrucks bei rückwärtig begrenzter Hinterfüllung“ Stellung genommen hat, war mir nicht bekannt. Durch diese Feststellung Schroeters verliert der unter Vorbehalt ausgesprochene einleitende Satz meiner Darlegungen seine Gültigkeit.

Wenn man sich aber, wie dies in dem von Herrn Schroeter genannten Schrifttum geschieht, nicht auf den Sonderfall der Untersuchung von Parallelflügeln einerseits und das Rebhannsche Verfahren anderseits beschränken, sondern auch auf die Lösung allgemeinerer oder verwandter Aufgaben unter Zuhilfenahme anderer Theorien eingehen will, so soll nicht unerwähnt bleiben, daß die Abhandlungen über Silobau im Handbuch für Eisenbetonbau weitere Richtlinien zu geben vermögen. Besonders beachtenswert erscheint in diesem Zusammenhange das Doerrsche Verfahren (Geometr. Erddrucktheorie vgl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., XIV. Band), das einfach zu handhaben und in jedem Falle anwendbar ist.

Holzminden, 10. August 1925. Dr. Keppner.

Wir schließen hiermit die Aussprache über den Sonderfall des Erddrucks, der nunmehr genügend geklärt erscheint.

Die Schriftleitung.

Von der Firma Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis, erhalten wir folgende berichtigende Zuschrift:

Die Mitteilung in der „Bautechnik“ 1925, Heft 33, über die Personen-Drahtseilbahn auf die Zugspitze enthält einige unrichtige Angaben.

Die Bahn, deren Länge, schräg gemessen, etwa 3500 m beträgt, wird nach dem Bleichert-Zuegg-System gebaut. Dieses besitzt an Seilen die Tragseile, auf denen die Wagen fahren, ferner das Zugseil, ein Gegenseil und ein Hilfsseil. Bei dem praktisch kaum vorkommenden Bruch des Zugseils klemmt sich der Seilbahnwagen selbsttätig an das Tragseil, so daß für die Fahrgäste keine Gefahr besteht.

Die beiden Tragseile von 48 mm Durchm. bestehen je aus einem Stück von 3500 m, das von der Bergstation bis herab zur Talstation reicht. Auf der Strecke werden sie von sechs Stützen getragen. Die freie Spannweite geht bis über 1100 m, schräg gemessen. Im oberen Teile der Bahn schweben die Wagen etwa 120 m oberhalb des Schneekars. Das Zugseil hat einen Durchmesser von 28 mm, das Gegenseil von 25 mm, das Hilfsseil von 19 mm.

Der Antrieb der Bahn geschieht elektrisch. Eine Reserve-Kraftanlage ist geschaffen für den Fall, daß der Strom der Überlandzentrale aus irgend einem Grunde ausbleibt.

Die Bergstation ist zum größten Teil in den Felsen eingesprengt, so daß sie gegen Lawinen- und Steinschlaggefahr gesichert ist.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahnräte Haupt, bisher Mitglied der R. B. D. in Stettin, als Vorstand zum Eisenbahnbetriebsamt 5 in Breslau, und Dr.-Ing. Jacobi, bisher bei der R. B. D. in Cassel, zum Eisenbahnbetriebsamt 2 in Coblenz, sowie der Reichsbahnbaumeister Kaissling, bisher Leiter einer Abteilung beim Eisenbahnausbesserungswerk in Glückstadt, in gleicher Eigenschaft zum Eisenbahnausbesserungswerk Crefeld-Oppum.

Gestorben sind: Reichsbahndirektor Dr. jur. Kroehling und Reichsbahnoberrat Kirchrath bei der Hauptverwaltung in Berlin.

Bayern. In etatsmäßiger Weise in gleicher Diensteigenschaft berufen: der Oberregierungsrat der Regierung von Niederbayern W. Distler an die Landesstelle für Gewässerkunde, der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsrats ausgestattete Oberbauamtmann und Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Speyer, H. Keller, als Vorstand des Hafenamts Ludwigshafen mit dem Titel eines Oberregierungsrats, der Bauamtmann am Straßen- und Flußbauamt Aschaffenburg K. Knab an das Straßen- und Flußbauamt Augsburg, der Bauamtmann am Straßen- und Flußbauamt Deggendorf mit Dienstsitz Passau W. Lippert als Vorstand des Hafenamts Passau mit dem Titel eines Regierungsrats.

In etatsmäßiger Weise befördert: der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsrats ausgestattete Regierungsbaurat 1. Kl. des Landesamts für Wasserversorgung O. Treber zum Oberregierungsrat der Regierung von Niederbayern, der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsbaurats ausgestattete Oberbauamtmann und Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Landshut G. Burger zum Oberregierungsrat der Regierung der Pfalz, der mit dem Titel und Rang eines Oberbauamtmanns ausgestattete Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamts Augsburg K. Denninger zum Regierungsbaurat 1. Kl. an der Regierung von Niederbayern, der mit dem Titel und Rang eines Regierungsbaurats 1. Kl. ausgestattete Regierungsbaurat F. Kramer des Landesamts für Wasserversorgung zum Regierungsbaurat 1. Kl. in diesem Amte, der mit dem Titel und Rang eines Oberbauamtmanns ausgestattete Bauamtmann am Straßen- und Flußbauamt Speyer E. Risser zum Oberbauamtmann und Vorstand dieses Amts, der mit dem Titel und Rang eines Bauamtmanns ausgestattete Bauassessor am Straßen- und Flußbauamt Bamberg F. Hohenner zum Bauamtmann an diesem Amte, der mit dem Titel und Rang eines Bauamtmanns ausgestattete Bauassessor am Straßen- und Flußbauamt Nürnberg J. Franz zum Bauamtmann an diesem Amte, der mit dem Titel und Rang eines Bauamtmanns ausgestattete Bauassessor am Straßen- und Flußbauamt Speyer E. Brengel zum Bauamtmann an diesem Amte, der mit dem Titel und Rang eines Bauamtmanns ausgestattete Bauassessor am Straßen- und Flußbauamt Simbach A. Bullmann zum Bauamtmann an diesem Amte.

In etatsmäßiger Eigenschaft ernannt: der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsrats ausgestattete Regierungsbaurat 1. Kl. der Regierung von Niederbayern K. Donauer als Oberbauamtmann und Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Landshut mit dem Titel eines Oberregierungsbaurats.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W.) Marizy ist von Rathenow nach Tangermünde versetzt und mit der Verwaltung des Wasserbauamts beauftragt worden.

Der Regierungs- und Baurat (W.) Laubinger, Potsdam, der Regierungsbaurat E. Timpe, Vorstand des Wasserbauamts in Münster i. W., und der Stadtbaurat Jentsch, Berlin-Steglitz, sind gestorben.

INHALT: Der Bau der Strecke Nordholland–Wieringen des Abschlußdeiches der Zuidersee. — Über die lastverteilende Wirkung durchgehender Querverbindungen. (Schluß.) — Die neue Eisenbahnbrücke über den Hudson bei Castleton N.Y. — Bericht der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau über eine Reise nach London zum Studium der Automobilstraßen in London und Umgebung. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen Internationales Organ für Betonbau. — Oberbaurat Dr.-Ing. Bosch, 25 Jahre im Gemeindedienst. — Technische Hochschule Braunschweig. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Einsturz des Pickwick-Klubhauses in Boston. — Wasserlose Gasbehälter. — Gewölbereihendämme in Amerika. — Achtzigster Geburtstag von Ingenieur Viktor Brausewetter. — Verein Deutscher Kalkwerke E. V., Fachausschuß Baukalk. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 2. Oktober 1925 Heft 43

Die Art des Straßenverkehrs auf amerikanischen Landstraßen und seine Beziehungen zur Befestigungsart.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Professor Dr.-Ing. E. Neumann, Braunschweig.

Die Beschreibung des Zustandes der Stadt- und Landstraßen in den Vereinigten Staaten, sowie der im Straßenbau und bei der Unterhaltung angewendeten Verfahren mag an sich sehr anregend sein, praktischen Wert für die Ingenieure anderer Länder hat eine solche Darstellung nur, wenn man versucht, alle Vorbedingungen, die zur Anlage der Straße geführt haben, die Bedingungen, denen die Straße unterworfen ist, und die Art, in der sie benutzt wird, wiederzugeben, so daß jeder Straßenbaufachmann in der Lage ist, sich ein Urteil zu bilden, wieweit die Angaben über den Zustand der Straßen, ihre Benutzung und Bewährung auf seine eigenen Verhältnisse passen, und wieweit er sich die vorliegenden Erfahrungen zunutze machen kann. Hierüber habe ich versucht, genauere Angaben zu erhalten. Sie können nicht lückenlos sein, denn von den ausgedehnten Vereinigten Staaten habe ich nur einen kleinen Ausschnitt in der mir zur Verfügung stehenden kurzen Zeit zu sehen bekommen. Immerhin habe ich diejenigen Staaten aufgesucht, die als industrielle in den Vereinigten Staaten an erster Stelle stehen und daher mit den deutschen Verhältnissen die meisten Vergleichspunkte aufweisen. Das Bedürfnis für eine Straße, ihre Bauart und Bewährung hängt nun neben anderen Umständen vor allem vom Verkehr ab, der über die Straße geht, darum muß in erster Linie die Art des amerikanischen Verkehrs erläutert werden.

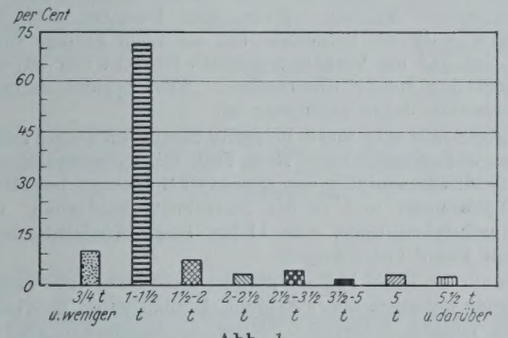


Abb. 1.

Es ist bekannt, daß der Automobilverkehr vorherrscht. Die neuesten Angaben enthält die erst vor wenigen Wochen erschienene Schrift „Facts an Figures of the Automobilindustrie“ für das Jahr 1924 der nationalen Automobilhandelskammer in New York. Danach sind zurzeit registriert: 17 591 981 Wagen (bemerkenswert, daß die jährliche Zunahme 1924 gegen 1923 um 11% zurückgegangen ist). Von der Gesamtzahl der 1924 in Gebrauch genommenen Wagen 3 617 602 sind nur 374 317 Lastwagen, das sind 10,3%. Nach der Tragfähigkeit geordnet, ist auffallend, daß der Kleinlastwagen 1 bis 1½ t 71,4% aller Lastkraftwagen-Gattungen ausmacht (Abb. 1). Das Bestreben, Schnellastwagen zu benutzen[1]), hat also weiter angehalten. Die 5-t-Lastwagen, die bei uns vorherrschen, machen nur 1,8% der gesamten Erzeugung 1924 aus.

Zahl der Wagen 1 bis 1½ t = 267 790
bis 5 t = 6 548
über 5 t = 4 960.

Nach den Angaben von Connell Highway Commissioner in Harrisburg (Pennsylvania) verteilt sich der Lastkraftwagenverkehr von 270 Wagen auf dem Lincoln Highway westlich Philadelphia folgendermaßen

99	Wagen	unter	2 700	kg	
73	„	von	3 300 bis	5 500	kg
49	„	„	5 500 „	8 000	„
27	„	„	8 000 „	11 000	„
22	„	über	11 000	kg.	

Man hat berechnet, daß der schwere Lastkraftwagenverkehr über 8000 kg nur 9% des gesamten Lastverkehrs und nur 0,5% des gesamten Verkehrs ausmacht.

[1]) Vergl. den Aufsatz des Verfassers in der „Verkehrstechn. Woche“ vom 2. März 1925.

Nach den Angaben anderer Verkehrssachverständiger (Blanchard) ist die Herstellung schwerer Lastwagen mehr und mehr zurückgegangen und wird noch weiter zurückgehen.

Hier dürfte ein Unterschied gegenüber den deutschen Verhältnissen bestehen, der auf keinen Fall übersehen werden darf, da er von Einfluß ist auf Auswahl der Straßenbefestigung und ihrer Inanspruchnahme.

Die Zahl der Lastwagen macht nur 12% der Gesamtzahl der Kraftwagen aus. 88% sind Personenwagen (Pleasure cars, wie der Amerikaner sagt). Aus einer besonderen Statistik ist zu entnehmen, daß von der 1924 erzeugten Zahl von Lastwagen (374 317) 367 924 in

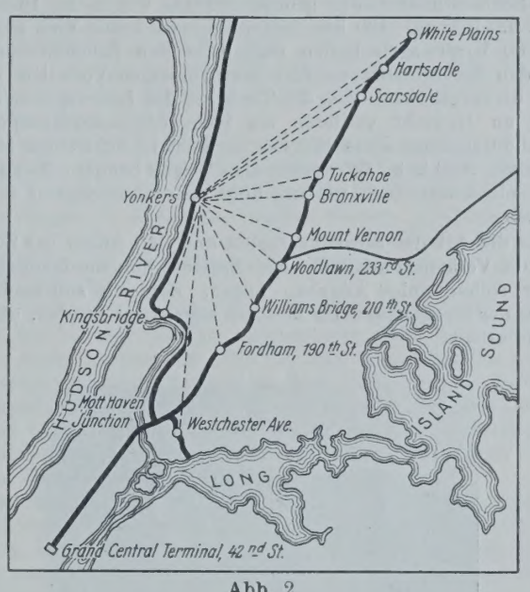


Abb. 2.

die ländlichen Bezirke gegangen sind. Die mittleren Betriebskosten eines solchen Wagens einschließlich Ausbesserung werden zu 86 $ jährlich angegeben.

Als Benutzer der schweren Lastwagen kommen folgende Unternehmungen in Frage (Gesamtzahl der Wagen):

Post 4930
Eisenbahnen 3831
Schlächtereien Chicago . . 3374
Standard Oil 3200
(zur Verteilung des Gasoline über die Tankstellen im Lande)
Straßenreinigung Brooklyn 1200.

Die Wagen der Postverwaltung gehören nicht zu den schwersten. Auch die der Standard Oil Co. sind nicht allzu schwer. Da sie das Gasoline auf die zahlreichen an den Landstraßen stehenden Tankstellen verteilen, müssen sie weite Wege zurücklegen. Wie später angegeben wird, ist die Geschwindigkeit der schweren Lastwagen stark beschränkt. Der Betrieb der Tankwagen würde unwirtschaftlich, wenn sie keine höhere Geschwindigkeit entwickeln dürfen. Darum sind diese Wagen auch nicht zu den schweren zu rechnen. Sie haben vielfach Kissenreifen. Schwere Lastwagen besitzen wohl nur die Eisenindustrie und die Eisenbahnen.

Die Eisenbahnen leiden zurzeit sehr unter dem Wettbewerb des Kraftwagens. Sie sind daher selbst dazu übergegangen, Nebenlinien stillzulegen und durch Kraftwagenlinien zu ersetzen.

30 Eisenbahnverwaltungen benutzen Lastwagen für ihre Güterbahnhöfe und auf besonderen Kraftwagenlinien. Die Pennsylvaniabahn hat jetzt 33 verschiedene Linien in Betrieb. Als Beispiel für einen solchen Kraftwagenbetrieb sei die New York Centrale Bahn angeführt, die nördlich von New York den örtlichen Frachtverkehr auf-

gehoben hat und das gesamte Frachtgut zweier Linien auf Kraftwagenlinien nach Abb. 2 nach dem Bahnhof Yonkers leitet und dort verladet.

Nach den neuesten Berichten (World Motor Transport Congress Automobiles und Motor Trucks) wurden Frachten mit Lastwagen im Staate Connecticut zu 67½ % auf Strecken unter 48 km bewegt, von 48 bis 112 km 18½ % und über 112 km 14 %. Connecticut weist 42 Städte mit mehr als 5000 Einwohnern auf. Für eine Fabrik in der Nähe von New York wird angegeben, daß sie jetzt im Umkreise von 56 km alle Lieferungen mit Kraftwagen erledigt. Sie spart dadurch 80 % an Beförderungskosten (Eisenbahn 1 $ 20 für 45 kg von der Fabrik zum Empfänger, Kraftwagen 25 cts.).

Über den Gebrauch des Lastwagens in der Landwirtschaft sollen einige Beispiele folgen. In großem Umfange wird jetzt die Milch vom Lande in die Städte auf Kraftwagen befördert. Nach Public Roads Juli 1924 wird heute in einzelnen Städten, z. B. Minneapolis, St. Paul, Detroit, Milwaukee und Cincinnati nahezu 90 % aller Milch in Lastwagen angefahren. Die Wagen bis 2 t Tragfähigkeit machen 57 % aller Wagen aus, die von mehr als 4 t nur 7,3 %. Es herrscht also der leichte Wagen vor. Durch die Benutzung von Lastwagen mit gläsernen Behältern zur Milchbeförderung sollen die Kosten auf die Hälfte herabgesetzt sein.

In großem Umfange befördert die Landwirtschaft jetzt ihre Schweine und anderes Vieh nicht mehr durch die Bahn, sondern auf Lastwagen in die Schlachthäuser der großen Städte, wie z. B. Indianapolis, Jowa u. a. Bis auf 130 km Entfernung wird das Vieh angefahren. Bald 1000 Kraftwagen laufen täglich in den Schlachthäusern ein. Neben den Ersparnissen an Zeit und sonstigen Vorteilen wird besonders hervorgehoben, daß die Tiere bei der Lastwagenbeförderung weniger an Gewicht verlieren als beim Eisenbahntransport. Die Durchschnittsladung eines Wagens wird zu 13 Schweinen angegeben (gleich etwa 2000 kg). Es werden also Wagen benutzt, deren Gesamtgewicht nicht allzuhoch ist, um höhere Geschwindigkeit entwickeln zu können.

Über die Art des Straßenverkehrs und den Anteil der Lastwagen geben die Verkehrsstatistiken der Staaten ein anschauliches Bild. Hierüber sollen einige Angaben folgen. Zugleich soll auch die Befestigung der Straßen und ihr Zustand angegeben werden, damit man Maßstäbe erhält.

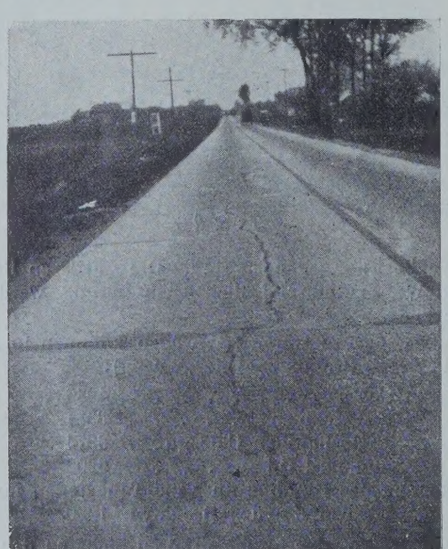


Abb. 3. Milwaukee Avenue.

Eine Straße von sehr schwerem Verkehr ist die Verbindungsstraße zwischen Chicago und Milwaukee, die Milwaukee Avenue. Über den Verkehr auf ihr gibt die Staatsstraßenverwaltung von Illinois folgendes an:

Verkehr auf der Milwaukee Ave. in Cook County.

Durchschnittliche tägliche Verkehrsdichte . . .	7 066 Wagen
Höchste „ „ . . .	15 750 „
Durchschnittliche tägliche Zahl von Lastkraftwagen	354
Autobusse	30
Durchschnittliche tägliche Zahl von Personenautos	6 682
	7 066
über 7300 kg auf der Hinterachse	11 Wagen.

Abb. 4. Roosevelt Boulevard.

Im Cook County an den Grenzen Chicagos hat die Straße eine Betondecke erhalten (Abb. 3). Die erste Strecke, 4 km lang, ist im Jahre 1916 verlegt worden. Die Breite beträgt 7,2 m (einzelne Strecken sind nur 5,4 m breit).

Die zweite Strecke ist schon 1914 gebaut worden, 5,4 m breit von demselben Querschnitt; schräge Dehnungsfugen alle 30 m; Mischungsverhältnis 1 : 2 : 3½. Die Querfugen sind noch mit Eisen bewehrt. Die Straße zeigt durchgehende Längs- und Querrisse. An Stellen, wo die Straße im Auftrag liegt, sind Platten abgerissen, und über Durchlässen ist sie stark zerstört. Trotzdem befindet sich die Straße in einem guten Zustande, die Fugen sind mit Bitumen gut ausgegossen; Zeichen der Abbröckelung des Betons konnten nur an sehr wenigen Stellen festgestellt werden. Wenn man beachtet, daß der Beton vor 11 bezw. 9 Jahren hergestellt ist, als noch geringe Erfahrungen vorlagen, und daß der Verkehr zweifellos ein schwerer ist, dann muß der Zustand der Straße überraschen. Alles spricht dafür, daß die Straße noch viele Jahre benutzbar ist.

Eine gleichfalls sehr stark belastete Straße im Staate Pennsylvania ist die von Philadelphia nach New York führende Straße, die innerhalb der Stadt Philadelphia den Roosevelt Boulevard benutzt, den ich schon 1912 besucht und in der Zeitschrift „Städtebau“ 1913 Nr. 9 und 11 beschrieben habe, eine 11 km lange Ausfallstraße mit zum Teil 2, zum Teil 3 Fahrdämmen.

Innerhalb der Stadt Philadelphia ist diese Straße mit verschiedenen Asphaltsorten befestigt, Sheet Asphalt, Asphaltbeton, Topeka und einer Abart des Topeka, Filbertine. Diese Asphaltdecken sind mit Ausnahme geringer Flächen, wo der Asphalt etwas geschoben hat, gut. Das gleiche läßt sich von der anschließenden Betonstrecke nicht sagen. Sie enthält, obgleich sie erst 1922/23 gebaut worden ist, sehr viele Risse und größere Stellen, die mit Asphalt ausgebessert worden sind (Abb. 4).

Der Verkehr auf dieser Straße soll täglich im Durchschnitt 6679 Wagen, davon 888 Lastkraftwagen betragen.

Der Lincoln Highway, der im Süden Philadelphias abzweigt, hat einen ähnlichen Verkehr, 6852 Wagen, davon 778 Lastkraftwagen, von denen 86 ein Gewicht über 9500 kg aufweisen.

Die Fortsetzung des Lincoln Highway nach Norden liegt im Staate New Jersey. Sie ist erst im Jahre 1923 vollendet worden.

Die Verkehrszählung hat ergeben:

	Zusammen	Pferdewagen	Omnibusse	Personenwagen	Lastwagen leicht	Lastwagen schwer
10. November 1923, am Tage des Princeton-Harvard Fußballwettspieles . .	13 074	10	75	11 903	545	484
11. April 1924	1 946	12	45	1 505	189	180
12. April 1924 (Sonntag) .	4 789	7	29	4 385	61	32
	in 16 Stunden.					

Zur Aufnahme dieses Verkehrs hat man die Straße befestigt mit 19 230 square yards = 16 000 m² Beton im Mischungsverhältnis 1 : 1¾ : 3½ 25 cm stark und 50 371 square yards = 42 000 m² Sheet Asphalt 4 cm starke Deckschicht, 4 cm starke Binderschicht auf 15 cm starkem Beton 1 : 3 : 5.

Die Betonstraße hat 9 m Breite, die Asphaltstrecke zwischen 6 bis 9 m Breite. Eine Besichtigung dieser Strecke hat nicht stattgefunden.

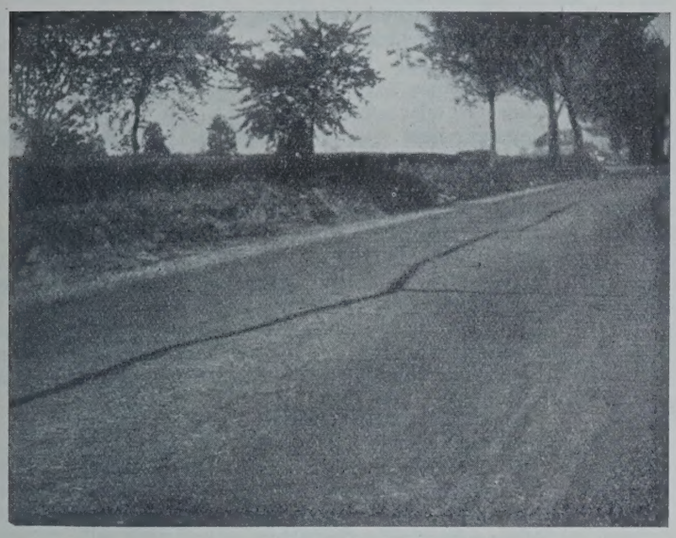


Abb. 5. Straße bei Bethlehem.

Die Industriezentren von Pennsylvania sind Pittsburg und Reading. Sie weisen nach der Verkehrskarte der Straßenbauverwaltung von Pennsylvania gleichfalls Straßen mit dichtem und schwerem Verkehr auf.

Die Strecke Harrisburg–Reading–Allentown–Bethlehem, Easton—Philadelphia bin ich unter sachkundiger Führung abgefahren.

Strecke	Personenwagen	Lastwagen	Zusammen	Befestigung	
Harrisburg–Hershey . .	1570	135	1725	Wassergebundener Macadam mit Oberflächenteerung	
	Zustand gut				
Hershey—Reading . . .	2700	300	3000	Sheet Asphalt auf Steinunterlage	40 km lang
	Zustand gut				
Reading—Allentown . .	2256	268	2524	Asphaltmacadam	
(William Penn Highway)	Zustand gut				

Die Verbindungsstraße zwischen den nahe aneinander gelegenen Städten Allentown und Bethlehem (letztere durch die Bethlehem Steel Werke eine Stadt mit schwerem Verkehr) ist im Jahre 1917 aus Beton hergestellt. Breite 5,4 m. Die Oberfläche war sehr rauh geworden, größere Steine waren aus der Decke bereits herausgesprungen. Die Straße wies viele Quer- und Längsrisse auf, die von der Stadt, die die Straße inzwischen übernommen hatte, mit zuviel Bitumenmasse ausgegossen waren. Die starke Abnutzung der Betondecke wurde darauf zurückgeführt, daß auf dieser Strecke noch viel mit Pferden und eisernen Reifen gefahren wird (Abb. 5). Es herrscht also abweichend von den anderen Straßen gemischter Verkehr.

Zwischen Bethlehem und Easton mit einem Verkehr von 2448 Personen- und 260 Lastkraftwagen, zusammen 2708 täglich, liegt eine Betonstraße, die im Jahre 1915 hergestellt worden ist. Auch diese Strecke war schlecht. Die Fugen waren verhältnismäßig weit, 2,5 cm. Die Mitte war stark abgenutzt. Das wurde hier damit begründet, daß die Stadt den Schnee im Winter ungenügend beseitigt, infolgedessen fahren die Wagen im Winter Spur und mit Ketten auf den Reifen.[1]) An den Dehnungsfugen und Rissen waren die Kanten bereits beschädigt. Zustand schlecht.

Auch eine vom Staat 1922 erbaute Strecke machte keinen guten Eindruck, sie soll streckenweis Frost bekommen haben.

Zwischen Easton und Philadelphia herrscht ein Verkehr von täglich 2000 Wagen, davon 13 bis 14 % Lastkraftwagen. Die Straße ist 1921 fast ausschließlich in Beton erbaut worden, 5,4 m breit, keine Fuge in der Mitte. Sie zeigt wenig Querrisse.

Bei steilen Rampen hat man in der Annahme, daß die Betondecke nicht rauh genug sei, Klinkerpflaster auf Beton benutzt. Jetzt verwendet man auch Beton. Die anschließende Straße ist mit Asphaltmacadam gedeckt. Da sich sowohl die Klinkerpflasterstrecke wie die Asphaltdecke in gutem Zustande befanden, muß man annehmen, daß der Verkehr nicht allzu schwer ist, denn diese beiden Pflasterarten werden im allgemeinen am meisten von schwerem Verkehr angegriffen.

Der Staat Massachusetts darf gleichfalls zu den industriell entwickelten gerechnet werden. Straßenbesichtigungen in der näheren und weiteren Umgebung Bostons hatten folgendes Ergebnis:

Straße zwischen Boston und Newbury port Turnpike. Verkehr 4235 Personenwagen, 5 Busse, 88 leichte Lastkraftwagen, 32 schwere dazu rechnet man alle Wagen über 1 t Ladefähigkeit.

Die Straße hat Beton- und Asphalt-(Penetration)Decken mit Eiseneinlagen. Beton, 1921 hergestellt, 1 : 2 : 4. Entfernung der Dehnungsfugen 18 m, Platte an den Ecken vielfach abgebrochen. 12 mm Eiseneinlagen längs und quer 5 cm über der Sohle.

Die Asphaltdecke hat ein Alter von 5 bis 6 Jahren. Sie ist in gutem Zustande, außer einer Oberflächenasphaltierung hat sie bisher keine Unterhaltung erfordert.

Eine 1922 gebaute Betonstraße, 5,4 m breit, mit Dehnungsfugen in 18 m Entfernung, weist Risse auf und beginnt an den Kanten zu bröckeln, Fugenbreite 12 mm.

Auf der Strecke Andover—Medfort Verkehr 3791 Personenwagen, 338 leichte, 251 Lastkraftwagen über 1 t, 2 Autobusse, zusammen 4420 Wagen. Eine im Jahre 1916 auf einer Strecke verlegte Asphaltbetondecke, bevor der Lastkraftwagenverkehr einsetzte, ist wellig geworden. Asphaltmacadam (Penetration) hat dem Verkehr standgehalten. Auf dieser Strecke sind Asphaltstraßen aus grobem Kies und Steinen, die aus den Hängen neben der Straße gewonnen wurden, erbaut worden, die sich bewährt haben. Straße jetzt 9 Jahre alt, in gutem Zustande.

Als eine große Trucklinie gilt die Straße Worcester — Boston. Verkehr 6539 Personenwagen, 451 leichte, 383 Lastwagen mit mehr als 1 t, 21 Autobusse. In der Zeit von 6^{15} bis 6^{45} zählte ich 20 große Lastkraftwagen, 4 Autobusse leichter Bauart, 3 leichte Kraftwagen, 1 Pferd und sehr viele Personenwagen. Die Decke besteht in der Nähe Bostons aus Asphaltmacadam, 1912 verlegt, der sich in gutem Zustande befindet.

Von anderer Art ist der Verkehr im Staate Nord-Carolina. Hier nimmt der Verkehr nur in allernächster Nähe von vier größeren Städten einen Umfang von mehr als 2000 Wagen täglich an, und nur auf wenigen Strecken beträgt er über 1000 Wagen. Trotzdem hat die ausgedehnte Landwirtschaft, Tabak- und Baumwolleanbau den Bau von befestigten Straßen notwendig gemacht, es werden Asphalt- und Betondecken angewendet. Mit Rücksicht auf den nicht allzu starken Verkehr sind sie in gutem Zustande.

Aus den angestellten Beobachtungen und den Angaben über Umfang des Verkehrs, die Art der Straßenbefestigung und ihre Bewährung kommt man zu dem Ergebnis, daß Asphalt- wie Betondecken selbst in Bezirken mit starker industrieller Tätigkeit den Verkehr haben tragen können. Man kann daher nicht sagen, daß die Betonstraße etwa angewendet worden ist, weil sie die einzige ist die der Stärke des Verkehrs entsprochen hätte. Eine solche Auskunft ist uns auch nirgends erteilt worden. Die Vorteile der Betonstraße liegen auf anderen genügend erörterten Gebieten. Es läßt sich daher auch nicht der Schluß ziehen, daß aus den Beobachtungen in den Vereinigten Staaten zu entnehmen ist, daß die Betonstraße die einzige ist, die besonders schweren Verkehr aufnehmen kann. Der Nachweis scheint mir in den Vereinigten Staaten nicht erbracht. Wenn man den Verkehr auf dem Lincoln Highway mit 270 Lastkraftwagen ausrechnet, indem man die Zahl der Wagen mit dem Höchstgewicht ihrer Klasse multipliziert, kommt man auf 1570 t täglich.

Zum Vergleich sei angeführt, daß die sächsische Straßenbauverwaltung nach ihren neuesten Verkehrsberichten Strecken in der Nähe der großen Städte hat, die 1750 t Lastkraftwagenverkehr und außergewöhnlichen Lastverkehr aufweisen und außerdem noch Pferdegespanne bis 800 t und darüber.

Daß bei der Wahl der Straßenbefestigung ganz verschiedene Gesichtspunkte, örtliche Verhältnisse, besondere Art des Verkehrs, klimatische Verhältnisse u. a. m. mitwirken, geht aus den Angaben über den Anteil der einzelnen Befestigungsarten und die Gegenden, in denen sie vornehmlich benutzt worden sind, hervor, worüber nach den Angaben des Bulletin 1279 des Bureau of Public Roads und Berichten des Chefs des Bureau of P. R. an den Kongreß umstehende Zusammenstellung von Staaten (S. 610) gemacht worden ist.

In dieser Tafel sind für 8 Staaten in der ersten Reihe die Längen der Straßen zusammen und getrennt nach den einzelnen Befestigungsarten aufgeführt. In der zweiten Reihe der Gesamtumfang der mit den Zuschüssen der Bundesregierung Federal Aid erbauten Straßen und in der dritten Reihe der Umfang der mit Beihilfen im letzten Jahre erbauten Straßenstrecken.

[1]) Nach einem Bericht des Chefs der Straßenbauabteilung beim Landwirtschaftsministerium MacDonald haben die Versuche auf der Versuchsbahn in Arlington ergeben, daß eine beträchtliche Abnutzung auf Beton stattfindet, wenn die Räder mit Ketten bewehrt sind.

	Gesamte Länge Meilen	Länge der befestigten Strecken	Länge der einzelnen Oberflächenbefestigungen								
			Sand, Lehm	Kies	Wassergebundener Macadam	Macadam m. Oberflächenbehandlung	Asphalt-Schotter	Sand-Asphalt	Asphalt-Beton	Zement-Beton	Klinker
Georgia . . .	94 912	18 339	14 128	3236	190	30	254	17	79	400	
aus Zuschüssen Sa. . .			837	209	22		70		12	103	
für Jahr 1924			153	100	5		21		9	26	
Illinois . . .	96 326	11 473	84	6747	2 618	138	63		56	1534	225
					3		3		8	749	17
										168	
Massachusetts. . . .	18 868	6 575	8	3103	11 163	521	1269		280	129	7
					3		141		25	85	
							42			22	
New Jersey .	14 066	6 459	12	3435	1 110	605	193	74	715	238	13
				3					5	151	
										38	
New York .	81 878	18 566		4210	5 424	3600	3740	1	158	953	232
							217			407	
							119			169	
North Carolina	68 204	16 755	12 198	3332	416	189	125	88	207	137	58
			598	86	18		33		93	109	
			5		14				24	69	
Pennsylvania . . .	90 991	13 921		394	696	2719	204	137	493	1149	327
							8		100	699	
									15	158	
California .	75 889	14 275	240	7086	533	1355	701	585	493	2613	
				660	45		30		176	37	
				87	7		15		5	51	

Man erkennt, daß auf die Zementbetonstraßen der Hauptanteil in den letzten Jahren entfällt. Illinois und Pennsylvania haben von allen Staaten überhaupt in den letzten Jahren die meisten Betonstraßen gebaut. Daneben aber sind als künstliche Befestigungen Asphaltbeton und Asphaltschotter reichlich verwendet worden. Das ist auf verschiedene Ursachen zurückzuführen. In Californien hat vermutlich die große Ölgewinnung den Bau von Asphaltstraßen begünstigt. Das Bitumen wird billig sein. Im Staate New York ist die Verwendung der Asphalte auf den Umstand zurückzuführen, daß es dort schon seit langem Asphaltstraßen gibt und daher eine zahlreiche eingearbeitete Unternehmerschaft vorhanden ist, die billig anbieten konnte. Denn allgemein haben sämtliche Verwaltungen erklärt, daß sie keiner Befestigung, ob Beton oder Asphalt, den Vorzug geben, sondern daß der Angebotpreis entscheidet; zumal der Zuschuß der Bundesregierung nach dem Angebot des Mindestfordernden bemessen wird.

Bemerkenswert ist noch eine Zahl, die im Staate Pennsylvania ermittelt ist: das Verhältnis des Durchschnittsverkehrs zum höchsten Tagesverkehr, dieses Verhältnis beträgt nahezu das $2^1/_2$fache. Die Steigerung erstreckt sich aber nur auf die Personenwagen, denn sie findet nur an Sonn- und Feiertagen statt (vergl. die Zählung auf dem Lincoln Highway in New Jersey S. 607).

Da die Geschwindigkeit, mit der die Wagen auf der Straße fahren, die Abnutzung und Beanspruchung der Straße beeinflußt, so sollen auch hierüber noch Angaben gemacht werden.

Ein für das Research Bureau erstatteter Bericht von Hilts, Pennsylvania, enthält eine Übersicht über die in den einzelnen Staaten zugelassenen Höchstlasten. Höchste zulässige Gesamtlast New Jersey 13,62 t, niedrigste 9000 kg Mexico, die meisten Staaten lassen etwa 12 t zu, Belastung auf 1 cm Felgenbreite rd. 100 kg. Für Brücken wird mit einem Stoßbeiwert gerechnet, der zwischen 15 bis 100 %, im allgemeinen aber 30 % beträgt.

Die Vorschriften im Staate Illinois lauten folgendermaßen:

Zulässige Lasten:

für 1 Achse höchstens	7 300 kg,
„ 2 Achsen	11 000 „
„ 1 cm Felgenbreite	140 „

Höchste zulässige Fahrgeschwindigkeit:

A. Personenwagen

a) Innerhalb geschlossener Ortschaften, Geschäftsviertel	16	km stündlich
b) Wohnviertel	24	„ „
c) Außenbezirke	32	„ „
d) Außerhalb der städtischen Grenzen	56	„ „

B. Lastkraftwagen und Autobusse

a) Höchstgewicht 2270 kg oder weniger mit Luft- oder Kissenreifen	40	km stündlich
mit 2 oder mehr Vollgummireifen	32	„ „
b) Autobusse mit einem Gewicht zwischen 2270 bis 5450 kg mit Luft- oder Kissenreifen	40	„ „
mit Vollgummireifen . . .	24	„ „
c) Lastkraftwagen mit einem Gesamtgewicht zwischen 2270 bis 5450 kg mit Luft- oder Kissenreifen	32	„ „
mit Vollgummireifen . .	24	„ „
d) Autobusse mit einem Gesamtgewicht zwischen 5450 bis 6800 kg mit Luft- oder Kissenreifen	40	„ „
mit Vollgummireifen . . .	19	„ „
e) Lastkraftwagen mit einem Gesamtgewicht von 5450 bis 6800 kg mit Luft- oder Kissenreifen	24	„ „
mit Vollgummireifen . .	19	„ „
f) Autobusse und Lastkraftwagen mit einem Gesamtgewicht von mehr als 6800 kg	19	„ „

Der Staat Pennsylvania hat folgende Vorschriften:

bei Luftreifen bis	12 712 kg	40	km stündlich
Vollgummireifen bis	1 816 „	40	„ „
„ „	3 632 „	32	„ „
„ „	5 450 „	29	„ „
„ „	7 300 „	25	„ „
„ „	9 000 „	24	„ „
„ „	12 712 „	24	„ „

Je besser die Straßen sind, desto größer sind die Belastungen und Geschwindigkeiten, die zugelassen worden. Darum müssen die zentralen und südlichen Staaten, die mehr Landwirtschaft treiben und deren Straßen noch wenig ausgebaut sind, die Belastung und Geschwindigkeit beschränken, wie aus dem Bericht des Research Bureau hervorgeht.

Die Einhaltung der Geschwindigkeit wird überwacht, und Überschreitungen werden streng bestraft. In den Städten fahren Polizeibeamte auf Motorrädern auf den belebten Straßen und stellen an ihren Geschwindigkeitsmessern die Fahrgeschwindigkeit fest. Wer die zugelassene Geschwindigkeit überschreitet, wird angehalten, zur Anzeige gebracht und verhältnismäßig streng bestraft.

Über Lastwagen mit Anhängern wird nichts gesagt. Es sind uns weder in den Städten, noch auf dem Lande Wagenzüge begegnet.

Der Pferdeverkehr geht immer mehr zurück. In den Städten trifft man ihn noch an, besonders in den Hafenstädten mit Frachtverkehr. Auf dem Lande ist die Zahl sehr zurückgegangen. Daher ist auch der Wagen mit eiserner Bereifung zur Seltenheit geworden.

Es liegen — wenigstens nach meinen Beobachtungen — also ganz andere Benutzungen der Straßen in Amerika als in Deutschland vor, was sehr genau zu beachten sein wird.

Einen beträchtlichen Anteil an den schweren Wagen geben die Autobusse ab. Im ganzen sind in den Staaten 60 000 Motorbusse in Betrieb. Diese werden sowohl im Stadtverkehr als auch im Überlandverkehr — dieser überwiegt — verwendet. Es laufen z. B. in

Massachusetts	35	Linien mit	3 200	Meilen
Illinois	29	„ „	3 925	„
Pennsylvania	55	„ „	15 000	„
North Carolina	5	„ „	6 000	„
Californien (Höchstzahl) .	67	„ „	17 500	„

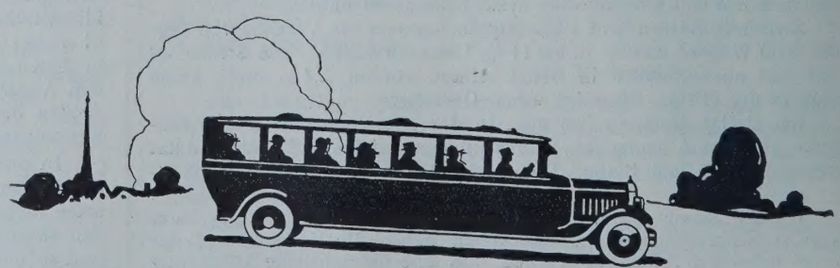


Abb. 6.

Hierzu kommen noch Linien der Eisenbahnen. Allein für die Beförderung der Schulkinder werden 19 656 Autobusse benutzt. Die Wagen sind leichter Bauart (Abb. 6). Siehe hierüber die Sonderausgabe von Eng. News-Rec., April 1925 „Bus Transportation".

Man kann heute mit dem Bus fahrplanmäßig von New York nach Boston in etwa 7 Stunden fahren. Fahrpreis 6 $ 50 c. Die Eisenbahn fährt die gleiche Anzahl Stunden, Fahrpreis etwa 8 $ 20 c. Andere Linien laufen von New York nach Atlantic City und sogar bis Florida.

In den Städten werden schwere Motorbusse benutzt. In Chicago waren 1924 415 Wagen, in New York 384 Wagen in Betrieb. Die Zahl hat inzwischen zugenommen und wird noch weiter zunehmen. Viele Städte haben, um die Verkehrsstauungen in ihren Geschäftsvierteln zu beheben, das Parken der Wagen verboten. Infolgedessen fahren viele Kraftwagenbesitzer nur bis an die Geschäftsstadt mit ihren Kraftwagen heran, lassen sie dort auf den mehr geräumigen Straßen stehen und benutzen dann die Autobusse.

Unterhaltungskosten der Straßen.

Hierüber führen die gut geleiteten amerikanischen Straßenbaubehörden genau Buch, um den Zustand festzustellen, an dem die Kosten für jeden Abschnitt der Straße die wirtschaftliche Grenze erreicht haben und Umlegung oder Ersatz durch ein anderes Pflaster geboten ist. Um diese Bestimmung einwandfrei treffen zu können, müssen aber genaue Statistiken über Größe und Art des Verkehrs aufgenommen werden, damit die Bedürfnisse eines zukünftigen Verkehrs richtig eingeschätzt werden können. Es wird daher für jede Pflasterart und für die geschätzte Verkehrsgröße die Lebensdauer ermittelt.

Im Staate Illinois sind folgende Unterhaltungskosten ermittelt worden.

Pflasterart	1915		1920		1921		1922		1923	
	Länge km	Kosten f. 1 km	Länge km	Kosten f. 1 km	Länge km	Kosten f. 1 km	Länge km	Kosten f. 1 km	Länge km	Kosten f. 1 km
Klinker	—	480	160	480	234	705	240	614	220	735
P.-Z.-Beton . .	—	500	1120	415	1800	485	2240	665	3320	620
Bituminous Concrete	—	630	27,2	650	66	380	63	705	71	710
Bituminous Macadam . . .	—	690	40	290	45	1060	61	660	150	285
Chaussierung . .	—	1000	22	1600	37	1070	28	3160	56	870
Kies	—	500	76	650	86	650	93	730	182	580
Geölter Lehmweg	—	610	250	325	234	500	160	2700	136	745

Es ergeben sich folgende Durchschnittswerte (Mark für 1 km):

	Illinois	Ein anderer Staat, der nicht genannt sein will	
Klinker	634	1900	In den Unterhaltungskosten sind auch die Kosten der Straßenwärter enthalten, daher die wesentliche Steigerung gegenüber den Angaben von Illinois.
Zementbeton	546	1000 mit Eiseneinlagen	
Bituminous Concrete .	611	1700	
Bituminous Macadam .	574	6300	
Chaussierung	1675	3270	
Kies	652	2600	
Lehmweg	817	1300	
Sheet Asphalt	—	1600	

Die Zahlen an sich haben nur geringen Wert. Wertvoll ist nur die Feststellung, daß die Betonstraße die geringsten Unterhaltungskosten erfordert. Dabei entfällt der Hauptteil nicht einmal auf die Decke selbst, bei der nur geringe Kosten durch Unterhaltung der Dehnungsfugen und Risse entstehen, die Hauptkosten erfordert die Unterhaltung der seitlichen Bankette, die nur mit Schotter befestigt sind.

Für den Staat New York werden als Durchschnittswerte an Straßenunterhaltungskosten für die Zeit von 1918 bis 1922 folgende Zahlen angegeben:

Mittlere Zahl von Wagen täglich	unter 500	500 bis 1000	1000 bis 2000	über 2000
Unterhaltungskosten für 1 km und Jahr für Pflaster allein				
Beton	162	140 (?)	200	400
Klinker	430	260	285	730
Bituminous Macadam auf Betonunterbau	250	400	400	600
Bituminous Macadam auf Macadamunterbau	1000	1380	780 (?)	1400
Bituminous Macadam Penetration . . .	800	930	1070	1700
Macadam	1450	1700	1800	2300

Die Angaben der Staaten Illinois und New York zeigen einige Übereinstimmung. Einige Abweichungen (mit einem Fragezeichen von mir gekennzeichnet) sind vermutlich auf besonders günstige Lage der Straße zurückzuführen.

Die geringen Unterhaltungskosten haben einen Anreiz geboten, Betonstraßen zu bauen. Zu den Vorteilen der Betonstraßen, die Kleinlogel in seiner Schrift „Nordamerikanische Betonstraßen" gibt, kommt noch ein weiterer. Bei der Betonstraße ist Unterbau und Abnutzungsschicht in einem Stück. Betonstraße ist überall dort angebracht, wo ein tragfähiger Unterbau noch nicht vorhanden ist.

Nach dem Bericht von Pennsylvania sind 90% der in den letzten 4 Jahren ausgeführten Straßen Betonstraßen. Von insgesamt 2720 km sind 2430 km Betondecken. Der Bericht sagt aber: „Andere hochklassige Deckenarten, in Preis und Güte vergleichbar, hätten mehr in Betracht gezogen werden müssen. Sheet Asphalt auf Betonunterbettung z. B. ist eine hohe Ansprüche erfüllende Straßenbefestigung für lange Jahre und ist in großer Ausdehnung in Städten angewendet. Seine Lebensdauer beträgt 40 Jahre und mehr."

Massachusetts wendet Betonstraßen nur dort an, wo der Untergrund fest ist, sonst Bituminous Macadam.

Der Bericht von Pennsylvania sagt über wassergebundene Chaussierung, die starkem Verkehr ausgesetzt ist, daß sie gut zu unterhalten ist auf eine Reihe von Jahren, wenn bei Neudeckung an Stelle der Chaussierung Asphaltmacadam nach dem Penetrationsverfahren genommen wird. Das gilt z. B. für den Lincoln Highway. Eine solche Neudeckung kostet (nach amerikanischen Verhältnissen) nicht viel mehr als eine neue wassergebundene Decke, und wenn man die Unterhaltungskosten einer Chaussierung für jedes Jahr hinzu rechnet, würde der Asphaltmacadam (Penetrationsverfahren) billiger sein. Diese Decke ist außerdem noch für den Verkehr geeigneter, denn sie ist ebener, glatter und staubfreier.

Grundsätzlich haben die von uns befragten Ingenieure erklärt, daß sie keine Decke bevorzugen, sondern für jede Art der Verhältnisse die geeignete aussuchen und außerdem den Wettbewerb aufrecht erhalten müssen. Würden sie sich für eine bestimmte Bauart entscheiden, so müßten sie das teuer bezahlen.

Man hat auch Versuche gemacht, die Betriebskosten für die einzelnen Decken festzustellen, wobei der Reifenverschleiß und der Gasolineverbrauch zugrunde gelegt worden sind. Nach einer Untersuchung der Versuchsanstalt für Ingenieurbauwesen an dem Jowa State College werden folgende Zahlen angegeben, die relativ betrachtet erwähnenswert sind.

Art und Geschwindigkeit des Fahrzeuges	Lastwagen		Personenwagen	Motorbusse
	Vollgummireifen 16 km/Std.	Luftreifen 24 km/Std.	40 bis 56 km/Std.	40 km/Std.
	Mark/km			
Beton bester Ausführung .	0,225	0,22	0,27	0,65
Asphaltbeton	0,23	0,24	0,29	0,70
Sheet Asphalt	0,235	0,24	0,29	0,70
Bit. Macadam	0,247	0,255	0,29	0,74
Kleinschlagdecke	0,252	0,26	0,32	0,75

Die Unterschiede unter den harten Decken sind nicht erheblich. Die Beförderungskosten können mit Rücksicht auf die vielen Nebeneinflüsse, die noch in Frage kommen, für die harten Decken einander gleich gesetzt werden.

Ein bemerkbarer Unterschied besteht eigentlich nur zwischen den harten Decken und dem Macadam. Der Staat Pennsylvania sieht von einer Unterscheidung der einzelnen Deckenarten ab und gibt allgemein die Beförderungskosten auf harten Decken zu 32 Pf. für 1 km an. Dieselbe Zahl getrennt nach Personenwagen und Lastwagen: für Personenwagen 20 Pf. für 1 km, für einen Lastwagen 91 Pf. für 1 km. Diese Zahlen werden bei den Behörden zur Geltung gebracht, wenn es sich um Enteignungen handelt, um Wegeverlegungen und Verkürzungen und das Enteignungsrecht genehmigt zu erhalten.

Für eine bestimmte Gegend hat man sogar die Beförderungskosten für 1 t und Meile einschließlich der Straßenunterhaltung berechnet. Auch hier schneidet die Betonstraße gut ab. Für besten Beton ist auf einer Straße mit 2500 Wagen und 3700 t täglich 0,026 $ für 1 t und Meile ermittelt, für Beton mittlerer Güte, — Asphaltbeton und Sheet Asphalt — wird ein nahezu gleicher Satz angegeben, 0,028 $ für 1 km, für Kleinschlagdecke steigt er auf 0.031 $ für 1 km.

Aus allen diesen Untersuchungen und Zahlen über die Größe und Art des Verkehrs und der Unterhaltungskosten der Decken, der Beförderungskosten in Beziehung zu der Befestigungsart gewinnt man den Eindruck, daß die amerikanischen Straßenbauverwaltungen ernstlich bemüht sind, zu größtmöglicher Wirtschaftlichkeit bei der Durch-

führung ihrer großen Straßenbauprogramme zu kommen und zugleich für die zukünftige Entwicklung des Verkehrs — man rechnet mit erheblicher weiterer Zunahme des Kraftwagenverkehrs — die richtigen Grundlagen im Straßenbau zu finden.

Auf der letzten Jahresversammlung der Vereinigung der amerikanischen Straßenbaufachmänner ist die Behandlung des Straßenbaues in der von mir beschriebenen Weise als die wissenschaftliche Seite des Straßenbauwerkes bezeichnet, mit dem Hinweis aber auch zugleich, daß es die einfachste, sicherste und gründlichste Art ist, in der man die Aufgaben des Straßenbaues anpacken muß. Wenn man nun weiter beachtet, welche Sorgfalt sie auf die Untersuchung und Begutachtung der im Straßenbau gebrauchten Baustoffe legen, wie sie die Güte der Bauausführung überwachen: in Washington ist ein besonderes Bureau — Research Bureau —, von dem die Erfahrungen und Untersuchungen der einzelnen Straßenbauverwaltungen ausgewertet werden, in allgemeine Leitsätze umgearbeitet und allen Kreisen bekanntgegeben werden, dann gewinnt man den Eindruck, daß auch auf diesem Gebiete wie auf so vielen anderen in der Technik die Amerikaner zielbewußt arbeiten und man manche Anregung von ihnen entnehmen kann.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Eisenbetonbestimmungen vom 9. September 1925

unter besonderer Berücksichtigung der Berechnung der kreuzweise bewehrten Platten und der Pilzdecken.

Von Dr.-Ing. **Th. Gesteschi**, Berlin.

Nach jahrelanger Arbeit sind nunmehr vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton die neuen Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton[1]) fertiggestellt worden.

Von einer Reihe abgeänderter oder neuer Vorschriften seien folgende kurz erwähnt[2]):

Bei den Baustoffen Zement und Eisen ist zwischen Handelsware und hochwertigen Stoffen unterschieden, und für die letzteren ist die zulässige Beanspruchung erhöht. Hochwertiger Zement darf bis zu 70 kg/cm², hochwertiger Baustahl St 48 bis zu 1500 kg/cm² beansprucht werden.

Die Sicherung von Stützen gegen Ausknicken geschieht in der Weise, daß die Auflast mit der aus dem Schlankheitsgrade $\frac{h}{s}$ der Stütze[3]) ermittelten Knickzahl ω multipliziert und die Stütze für die so erhaltene Last bemessen wird. Der Schlankheitsgrad soll nur ausnahmsweise größer als 20 sein. Kontinuitätszuschläge brauchen bei Stützen nicht mehr berücksichtigt zu werden.

Bei Hochbauten mit gleichmäßig verteilter Belastung dürfen bei annähernd gleichen Feldweiten die Feldmomente durchlaufender Platten in den Endfeldern nach $\frac{q\,l^2}{12}$ und in den Mittelfeldern nach $\frac{q\,l^2}{18}$ berechnet werden, falls die Platten Auflagerverstärkungen erhalten, die mindestens die Breite $\frac{l}{10}$ und die Höhe $\frac{l}{30}$ haben (l = Stützweite) (Abb. 1). Andernfalls sind die Momente auf $\frac{q\,l^2}{11}$ bezw. $\frac{q\,l^2}{15}$ zu erhöhen. Die Momente über den Stützen sind, dem wirklichen Momentenverlaufe besser angepaßt als früher, bei Platten über zwei Feldern zu $-\frac{q\,l^2}{8}$, bei Platten mit drei oder mehr Feldern an der Innenstütze des Randfeldes zu $-\frac{q\,l^2}{9}$, an den übrigen Innenstützen zu $-\frac{q\,l^2}{10}$ angenommen worden.

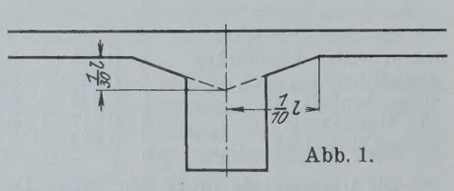


Abb. 1.

Von besonderer Bedeutung sind die Vorschriften über die kreuzweise bewehrten Platten und die Pilzdecken.

Die kreuzweise bewehrten Platten

haben vor den Platten mit einfacher Bewehrung wichtige Vorzüge: gute Aussteifung der Bauwerke nach allen Seiten, große Widerstandsfähigkeit gegen Zerstörung (z. B. durch herabfallende Lasten), gute Verteilung der Deckenlasten auf Balken und Unterzüge, geringes Eigengewicht und verminderte Baukosten. Letzteres gilt selbstverständlich nur dann, wenn die Platten statisch richtig, d. h. entsprechend der wirklichen Anstrengung des Baustoffes, ausgeführt werden.

Die preußischen Bestimmungen von 1907 verlangten für solche Platten die Berechnung nach der Formel $M = \frac{p\,b^2}{12}$ (wo b die kürzere Rechteckseite).

Die Bestimmungen von 1916 brachten eine geringe Erleichterung insofern, als nach der dort angegebenen Berechnungsweise das Moment bei quadratischer Platte $M = \frac{p\,l^2}{16}$ wird. Dieser Wert entspricht jedoch weder dem wirklich auftretenden Moment, noch ist in den Bestimmungen die Möglichkeit der Randeinspannung berücksichtigt.

Eine teilweise Einspannung ist aber bei einer ringsum aufgelagerten Platte viel leichter als bei einer einfachen Platte zu erzielen, und es ist schon durch die gegenseitige Verspannung der Auflagerstreifen an sich, d. h. ohne Auflast, eine gewisse Einspannung vorhanden.

So standen bisher der Anwendung gekreuzt bewehrter Platten die amtlichen Bestimmungen entgegen, die eine wirtschaftliche Ausführung nicht zuließen.

Die neuen Bestimmungen stützen sich auf die Ergebnisse neuerer Forschungen auf dem Gebiete der biegsamen Platten[4]) und bringen aus den Arbeiten von Marcus Näherungsformeln, die, auf streng wissenschaftlicher Grundlage beruhend, dennoch bequem anzuwenden sind, und deren Ergebnisse mit der Erfahrung gut übereinstimmen.

Rechteckige kreuzweise bewehrte Platten, die ringsum frei aufliegen oder ringsum eingespannt sind, können danach durch zwei Scharen von Längs- und Querstreifen ersetzt gedacht werden, die je nach den Auflagerbedingungen als einfache oder eingespannte oder durchlaufende Träger berechnet werden müssen.

Voraussetzung der Anwendung der Formeln ist, daß die Platten höchstens doppelt so lang als breit und daß die Ecken gegen Abheben gesichert sind. Ist die letztere Forderung nicht erfüllt, so ist die in den Formeln auftretende Abminderungsziffer $\nu = 1$ zu setzen.

Es bedeuten:

l_x und l_y die Stützweiten der Streifenscharen in der x- und y-Richtung, gleich den Stützweiten der Platte,

q die Gesamtlast für 1 m², q_x und q_y die auf die Streifenscharen entfallenden Lastanteile in der x- und y-Richtung,

M_x und M_y die Biegungsmomente der Streifenscharen in der x- und y-Richtung.

Unabhängig vom Grade der Einspannung ist

$$q_x = q \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \qquad q_y = q \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

in Übereinstimmung mit den Bestimmungen von 1916.

Für den Grenzfall der ringsum frei aufliegenden Platte ergeben sich die Feldmomente

$$M_x = + q_x \cdot \frac{l_x^2}{8} \cdot \nu_a,$$

$$M_y = + q_y \cdot \frac{l_y^2}{8} \cdot \nu_a,$$

wobei

$$\nu_a = 1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 \cdot l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}.$$

---

[1]) Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

[2]) Vergl. B. Löser, Über die neuen deutschen Eisenbetonbestimmungen 1925. Der Bauingenieur 1925, S. 217.

[3]) Hier bedeutet h die Höhe der Stütze, s ihre kleinste Dicke.

[4]) Lewe, Kreis- und Ringplatten. Beton u. Eisen 1914, Heft 12. — Derselbe, Berechnung der trägerlosen Eisenbetondecken nach dem Pilzsystem. Beton u. Eisen 1915, S. 121.

Marcus, Die Tragfähigkeit und die Wirtschaftlichkeit trägerloser Pilzdecken. Deutsche Bauztg. 1919, Zementbeilage, S. 149 u. 155.

Lewe, Der Einfluß der Stützkopfausbildung bei Pilzdecken. Deutsche Bauztg. 1920, Zementbeilage, S. 140 u. 152. — Derselbe, Die Lösung des Pilzdeckenproblems durch Fouriersche Reihen. Der Bauingenieur 1920, S. 631.

Doeinck, Beitrag zur Berechnung der Pilzdecken. Der Bauingenieur 1920, S. 237.

Hruban, Zur Berechnung der Pilzdecke. Beton u. Eisen 1921, S. 187 u. 200.

Lewe, Beitrag zur strengen Lösung des Pilzdeckenproblems durch Fouriersche Reihen. Streifenlast und Stützkopfeinspannung. Der Bauingenieur 1922, S. 111.

Marcus, Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten unter besonderer Berücksichtigung der trägerlosen Pilzdecken. Berlin 1924. Verlag von Julius Springer. — Derselbe, Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Der Bauingenieur 1924, Heft 20 u. 21.

Für den Grenzfall der ringsum eingespannten Platte werden die Feldmomente

$$M_x = + q_x \cdot \frac{l_x^2}{24} \cdot \nu_b,$$

$$M_y = + q_y \cdot \frac{l_y^2}{24} \cdot \nu_b,$$

wobei

$$\nu_b = 1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2 \cdot l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}.$$

Zwischen den beiden Grenzfällen: ringsum freie Auflagerung und ringsum feste Einspannung gibt es zahlreiche Zwischenstufen je nach der Art der Auflagerung und dem Grade der Einspannung. Marcus[3]) hat einige Fälle behandelt und gezeigt, „wie unzuverlässig und unzulänglich die bisher üblichen Näherungsformeln sind. Ihr Hauptfehler liegt darin, daß sie bei der Aufteilung der Belastung nur das Längenverhältnis, nicht aber die Auflagerbedingungen der Streifen berücksichtigen".

Der Fall verschiedenartiger Belastung, insbesondere durch Einzellasten, wird in den Bestimmungen nicht behandelt. Marcus gibt auch für diese Fälle bequeme Näherungsformeln.[5])

Für die Berechnung der

Pilzdecken,

die seit ihrer Einführung in Amerika auch bei uns immer mehr Verbreitung finden, enthalten die neuen Bestimmungen die für gleichmäßig verteilte Belastung geltenden Gebrauchsformeln für die Berechnung der Feld- und Einspannungsmomente in den Platten und der Momente in den Stützen.

Die trägerlosen Pilzdecken werden als zwei Scharen von stellvertretenden Balken aufgefaßt, die als Träger oder Rahmen ebenso zu berechnen sind, als ob sie auf Trägern zwischen den Stützen ruhten. Im Gegensatz zu den ringsum aufliegenden Platten müssen sie aber in jeder Richtung für die volle und ungünstigste Belastung berechnet werden.

Zur Bestimmung der Belastungs- und Momentenverteilung wird jedes Feld, d. h. jeder „stellvertretende Balken" in einen inneren Streifen, den Feldstreifen, und zwei äußere, die Gurtstreifen, zerlegt, mit den Breiten $\frac{b}{2}$ bezw. $2 \cdot \frac{b}{4}$ (Abb. 2).

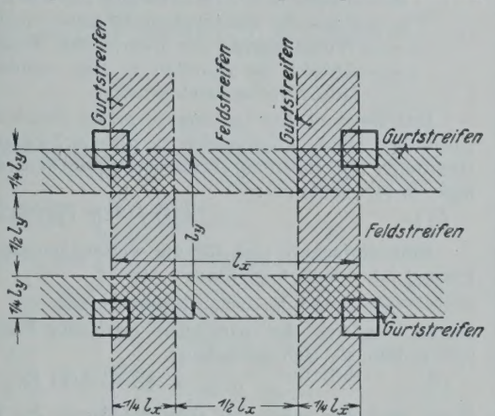


Abb. 2.

Die nach den nachstehenden Formeln für die stellvertretenden Balken ermittelten Momente verteilen sich nun derart auf die Streifen, daß von den Feldmomenten der Feldstreifen $^2/_5$ und die Gurtstreifen zusammen $^3/_5$, von den Einspannungsmomenten der Feldstreifen $^1/_5$ und die beiden Gurtstreifen $^4/_5$ aufnehmen.

Voraussetzung für die Anwendung dieses Näherungsverfahrens ist, daß die Stützenabstände in allen Feldern einer Reihe gleich sind oder höchstens um 20% voneinander abweichen. Andernfalls ist die Berechnung nach den Regeln der Elastizitätslehre durchzuführen.

In den nachstehenden Formeln ist

F der Zeiger für den Feldstreifen,
G „ „ „ die Gurtstreifen,
g die Belastung durch ständige Last,
p „ „ „ Verkehrslast.

Für M und l ist in den Formeln jeweils M_x und l_x bezw. M_y und l_y zu setzen.

a) Außenfeld.

$$M_F = l^2 \left(\frac{g}{18} + \frac{p}{15} \right),$$

$$M_G = l^2 \left(\frac{g}{12} + \frac{p}{10} \right).$$

b) Innenfeld.

$$M_F = l^2 \left(\frac{g}{36} + \frac{p}{18} \right),$$

$$M_G = l^2 \left(\frac{g}{24} + \frac{p}{12} \right).$$

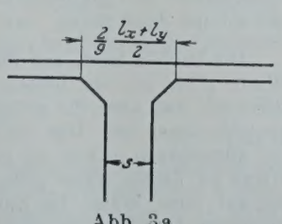


Abb. 3a.

Die positiven Feldmomente müssen um 25% vergrößert werden, wenn die Decken keine Verstärkungen oder Auflagerplatten erhalten (Abb. 3a bis 3c).

c) Stützenmomente längs der ersten inneren Stützenreihe.

$$M_F = - \frac{l^2}{30} (g + p),$$

$$M_G = - \frac{2\,l^2}{15} (g + p).$$

d) Stützenmomente in den übrigen Stützenreihen.

$$M_F = - \frac{l^2}{36} (g + p),$$

$$M_G = - \frac{l^2}{9} (g + p).$$

e) Die am oberen Ende der unteren Stützen aufzunehmenden Biegungsmomente M^u bezw. die Momente M^o am unteren Ende der oberen Stützen sind:

$$M^u = \mp P \cdot \frac{l}{12} \cdot \frac{c_u}{c_o + 1 + c_u},$$

$$M^o = \pm P \cdot \frac{l}{12} \cdot \frac{c_o}{c_o + 1 + c_u},$$

worin P die gesamte Verkehrslast eines Deckenfeldes bezeichnet. Ferner ist

$$c_o = \frac{l}{h_o} \cdot \frac{J_o}{J_d} \qquad c_u = \frac{l}{h_u} \cdot \frac{J_u}{J_d}.$$

Hierin ist

J_d das Trägheitsmoment der Decken,
J_u „ „ „ unteren Säule,
J_o „ „ „ oberen „ ,
h_u die Höhe der unteren Säule,
h_o „ „ „ oberen „ .

Die Formeln für die Stützen gelten auch für Außenstützen, die mit der Decke biegungsfest verbunden sind, jedoch ist dann statt der Verkehrslast P eines Deckenfeldes die Gesamtlast $Q = P + G$ zu setzen.

Als statisch wirksamer Querschnitt des Säulenkopfes darf nur der Teil des Kegels in Rechnung gestellt werden, der innerhalb eines Winkels von höchstens 90° liegt.

Für die Ausführung der Platten wie der Säulen sind Mindestmaße vorgeschrieben.

Die Platte soll nicht schwächer als 15 cm und auch nicht schwächer als

$\frac{1}{32} \cdot \frac{l_x + l_y}{2}$ bei Decken und

$\frac{1}{40} \cdot \frac{l_x + l_y}{2}$ bei Dächern sein.

Der Durchmesser des in den Säulenquerschnitt einbeschriebenen Kreises soll mindestens 30 cm und mindestens $\frac{1}{20} \cdot \frac{l_x + l_y}{2}$ betragen und soll nicht größer als $^1/_{15}$ der Stockwerkhöhe sein. Bei Platten ohne Verstärkung muß der Durchmesser des dem Säulenkopf einbeschriebenen Kreises an der Unterkante der Platte mindestens

$\frac{2}{9} \cdot \frac{l_x + l_y}{2}$ betragen (Abb. 3a).

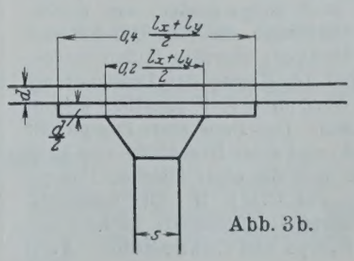


Abb. 3b.

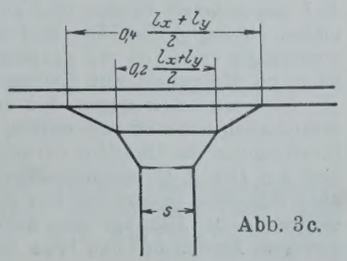


Abb. 3c.

[5]) Marcus, Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten. Vergl. Fußnote 4.

Die zulässige Druckbreite der Platten von

Plattenbalken

bestimmt sich nach den neuen Vorschriften bei beiderseitigen Platten zu

$$b = 12\,d + b_0 + 2\,b_s,$$

bei einseitigen Platten zu

$$b = 4{,}5\,d + b_s + b_2 \text{ (Abb. 4a u. b).}$$

Im übrigen enthalten die neuen Bestimmungen, außer den vorstehend besprochenen Fällen, keine wesentlichen Änderungen und Neuerungen gegenüber den Bestimmungen von 1916. Die Vorschriften über die zulässige Beanspruchung der Baustoffe und über die Berechnung von kreuzweise bewehrten Platten und Pilzdecken, die eine einfachere Berechnungsweise sowie eine erheblich wirtschaftlichere Ausbildung der Eisenbetonkonstruktionen gestatten, werden von Ingenieuren und Unternehmern besonders begrüßt werden.

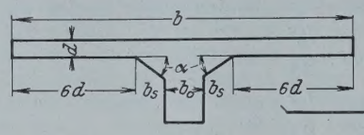


Abb. 4a.

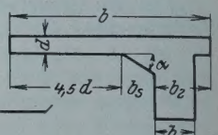


Abb. 4b.

Berechnung des wirtschaftlichsten Durchmessers einer Druckleitung bei Anwendung elektrisch betriebener Pumpen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von ir. **Ch. Driessen**, Utrecht.

Die Berechnung des zweckmäßigsten Durchmessers einer Druckleitung lediglich auf Grund praktischer Erwägungen kann kaum zu guten Ergebnissen führen, da die Umstände, die die Größe des Durchmessers beeinflussen, sich nicht durch konstruktive Überlegungen schätzen lassen.

Nun könnte man für verschiedene Durchmesser die Größen, die den Preis des Wassers beeinflussen, berechnen und dann den Durchmesser wählen, bei dem der Preis des Wassers so klein wie möglich ist. Es ist bei diesem Verfahren aber nicht möglich festzustellen, welchen Einfluß die verschiedenen Umstände auf den Preis haben; es empfiehlt sich daher der Versuch, den Durchmesser in einer Formel auszudrücken.

Man hat früher wohl den Durchmesser der Leitung ausgedrückt in einer Formel, die sich zusammensetzt erstens aus den Beschaffungskosten der Leitung, zweitens aus den Beschaffungskosten der Maschine, die selbstverständlich von der zu leistenden Arbeit, also vom Reibungsverlust und somit vom Durchmesser der Leitung abhängen. Für die Summe dieser beiden Größen wurde dann der Kleinstwert gesucht und hieraus der Wert des Durchmessers berechnet.

Es leuchtet ein, daß diese Berechnungsweise nicht richtig sein kann; denn nicht die Beschaffungskosten sollten so gering wie möglich sein, sondern der Preis des Wassers. Man müßte also feststellen, welche Umstände den Preis des Wassers beeinflussen, und diejenigen, die vom Durchmesser abhängen, in Rechnung ziehen.

Es soll hier angenommen werden, daß man mit einem Wasserfang zu tun hat, der sich in großer Entfernung vom Wasserturme befindet. Das Wasser wird durch eine Pumpe mit Elektromotor I aus dem Brunnen gepumpt und in einen Wasserreiniger geleitet, der das Wasser abfließen läßt nach einem Behälter, aus dem eine zweite Pumpe mit Elektromotor II es durch die Druckleitung, deren Durchmesser berechnet werden soll, zum Wasserturm bringt. In dieser Leitung können sich Sonderstellen wie Schieber, Dücker usw. befinden.

Der Preis des Wassers wird bestimmt durch:

A. Zinsen und Abschreibung von:
   1. den Beschaffungskosten vom Gelände für die Brunnen usw.,
   2. den Kosten der Bohrungen und Brunnen,
   3. den Kosten des Pumpgebäudes mit Reinwasserspeicher,
   4. den Kosten des Wasserreinigers,
   5. den Kosten der Druckleitung,
   6. den Kosten des Verlegens dieser Leitung.
   7. den Kosten von Schieber, Dücker usw.,
   8. den Kosten der Pumpe mit Motor I und deren Leitungen,
   9. den Kosten der Pumpe mit Motor II;

B. den jährlichen Aufwand an:
   1. elektrischem Strom für den Motor unter A. 8.,
   2. elektrischem Strom für den Motor unter A. 9.,
   3. Unterhaltung und Bedienung von Leitungen und Pumpen,
   4. Bedienung des Wasserreinigers und Chemikalien für diesen.

Nur die unter A. 5., A. 9. und B. 2. angegebenen Größen werden als vom Durchmesser abhängig angenommen. Die unter A. 6. und A. 7. angegebenen Größen sind zwar auch einigermaßen vom Durchmesser abhängig, doch hier sind die Umstände, die vom Durchmesser unabhängig sind, von viel größerem Gewicht; überdies bilden die Beträge an sich einen nur geringen Teil der Kosten der Druckleitung.

Auch wird sich zeigen, daß der Wert unter A. 9. praktisch als unveränderlich angenommen werden kann. Der Preis einer Pumpe mit Elektromotor für 850 l/Min. (50 m³/Std.) und einer Druckhöhe von 15 m darf auf 1100 R.-M. geschätzt werden und die einer gleichen Pumpe, aber mit einer Druckhöhe von 25 m, auf 1500 R.-M. Der Reibungsverlust in der Leitung, also auch deren Durchmesser, ist also von geringem Einfluß auf den Preis von Pumpe und Elektromotor. Auch ist die absolute Höhe des Preises als klein zu vernachlässigen gegen über den Kosten der Leitung.

Man hat also nur zu rechnen mit den Größen unter A. 5. und B. 2.

Es bezeichne:

D = Durchmesser der Druckleitung in m,
Q = Wassermenge in m³/Sek.,
L = Länge der Druckleitung in m,
h = wirkliche Druckhöhe in m,
h_0 = Druckverlust in der Leitung in m,
$H = h + h_0$ = gesamte Druckhöhe in m,
p_1 = Preis des Gußeisens in Mark/kg,
g = Gewicht von 1 m der Leitung in kg,
G = Gewicht der ganzen Druckleitung in kg,
m = Zinsen und Abschreibung für die Druckleitung in %,
p_2 = Preis des elektrischen Stromes in Mark/kWh,
n = Wirkungsgrad der Pumpe mit Motor unter A. 9. in %,
r = Anzahl der Stunden je Tag, während deren Pumpe mit Motor vollbelastet arbeitet.

Das Gewicht der Leitung je m ist durch den Durchmesser auszudrücken. Man könnte sich zu diesem Zwecke der Formel aus dem Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Wasserbau, Abt. III, 5. Auflage, S. 212 bedienen:

$$(1) \qquad g = 420\,D^2 + 180\,D.$$

Eine einfachere und für die weitere Berechnung auch geeignetere Formel ist jedoch folgende:

$$g = a + b\,D.$$

Durch Vergleich der wirklichen Gewichte für Röhren von 0,225 und 0,25 m läßt sie sich schreiben:

$$(2) \qquad g = -13 + 360\,D.$$

Noch einfacher wäre das Gewicht durch die Formel auszudrücken:

$$g = b\,D,$$

die, wenn man für Röhren von 0,225 m und 0,25 m die Zahlenwerte einsetzt, ergibt:

$$(3) \qquad g = 300\,D.$$

Ein Vergleich der aus den drei Formeln 1 bis 3 berechneten Werte mit den wirklichen Gewichten ergibt folgende Tabelle:

Durchmesser	Wirkliches Gewicht	Formel 1	Formel 2	Formel 3
0,100	24,41	22,20	23,0	30,0
0,150	39,74	36,45	41,0	45,0
0,175	48,36	44,35	50,0	52,5
0,200	57,66	52,80	59,0	60,0
0,225	67,57	61,75	68,0	67,5
0,250	76,51	71,25	77,0	75,0
0,275	87,48	81,25	86,0	82,5
0,300	99,13	91,80	95,0	90,0
0,350	124,13	114,50	113,0	105,0
0,400	146,68	139,20	131,0	120,0
0,500	201,66	195,00	167,0	150,0
0,700	335,66	331,80	239,0	210,0

Die Tabelle lehrt, daß für Durchmesser bis zu 0,30 m die Formel 2 Werte gibt, die am besten mit dem wirklichen Gewichte übereinstimmen, daß aber für größere Durchmesser als 0,30 m die Formel 1 zu bevorzugen ist. Daß die Formel 2 für Durchmesser unter 0,225 m im allgemeinen etwas zu große und für Durchmesser über 0,25 m etwas zu kleine Werte gibt, muß als ein Vorteil angesehen werden, da auf diese Weise die Zunahme der Preise je kg für Röhren mit kleinerem Durchmesser ganz oder teilweise ausgeglichen wird.

Wenn das Gewicht der Druckleitung ausgedrückt wird nach Formel 2, so betragen Zinsen und Abschreibung für diese Leitung:

$$\frac{m}{100}(-13+360\,D)\,p_1\,L.$$

Der Druckverlust in der Leitung für die Längeneinheit ist nach der Formel von Dupuit (Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Wasserbau, Abt. III, 5. Auflage, S. 205):

$$\lambda\cdot\frac{Q^2}{D^5},\quad \text{somit ist:}\quad h_0=\lambda\cdot\frac{Q^2}{D^5}\cdot L$$

und:

$$H=h+\lambda\cdot\frac{Q^2}{D^5}\cdot L.$$

Die in einer Sekunde zu leistende Arbeit ist:

$$A=1000\,QH=1000\,Q\left(h+\lambda\cdot\frac{Q^2}{D^5}\cdot L\right)\text{ kgm},$$

also in einer Stunde:

$$3600\,A\quad\text{oder}\quad\frac{3600\,A}{367\,000}\text{ kWh}.$$

Zieht man den Wirkungsgrad von Pumpe und Elektromotor in Rechnung, so verbraucht man jährlich:

$$365\,r\cdot\frac{100}{n}\cdot\frac{3600\,A}{367\,000}=358\cdot\frac{Ar}{n}\text{ kWh}.$$

Mit einem Preise von p_2 in Mark/kWh und unter Einführung des für A gefundenen Wertes findet man für die jährlichen Kosten des elektrischen Stromes den Ausdruck:

$$358\,000\cdot\frac{p_2\,r}{n}\cdot Q\left(h+\lambda\cdot\frac{Q^2}{D^5}\cdot L\right).$$

Der Betrag, der einen Mindestwert ergeben soll, ist also:

$$(4)\qquad f(D)=\frac{m}{100}(-13+360\,D)\,p_1\,L+358000\cdot\frac{p_2 r}{n}\cdot Q\left(h+\lambda\cdot\frac{Q^2}{D^5}\cdot L\right)$$

$$0=\frac{m}{100}\cdot 360\,p_1\,L-5\cdot 358000\cdot\frac{p_2 r}{n}\cdot Q\lambda\cdot\frac{Q^2}{D^6}\cdot L.$$

Nach Umrechnung findet man hieraus:

$$(5)\qquad D=8{,}9\sqrt[6]{\frac{\lambda r}{mn}\cdot\frac{p_2}{p_1}}\sqrt{Q}$$

während man weiter für die wirtschaftlichste Geschwindigkeit des Wassers in der Leitung findet:

$$v=Q:\frac{\pi D^2}{4}=0{,}0161\sqrt[3]{\frac{mn}{\lambda r}\cdot\frac{p_1}{p_2}}\text{ m/Sek.}$$

$$(6)\qquad\text{oder}\quad v=1{,}61\sqrt[3]{\frac{mn}{\lambda r}\cdot\frac{p_1}{p_2}}\text{ cm/Sek.}$$

Aus obenstehenden Formeln ist zunächst der Schluß zu ziehen, daß — was ohnehin einleuchtet — der Durchmesser der Leitung in erster Linie abhängt von der Wassermenge Q und daß die anderen Größen eine nur untergeordnete Bedeutung haben. Wenn z. B. das Verhältnis p_1/p_2 den doppelten oder den halben Wert annimmt, so ändert sich dadurch der Durchmesser nur um 12 %: eine Abänderung um 10 % im Wirkungsgrade der Pumpe gibt nur eine Änderung von 1½ % im Durchmesser der Leitung. Weiter ergibt sich aus der Formel, daß — da $3600\,Qr$ der tägliche Verbrauch und also ein Festwert ist — es in Beziehung auf den Durchmesser der Leitung von Vorteil ist, Q so gering wie möglich und r so groß wie möglich anzunehmen. Da aber mit Rücksicht auf den Strompreis nur bei Tageszeit gepumpt werden kann, wird man r nicht größer als 10 oder 12 nehmen können. Es ist übrigens erwünscht, keinen zu großen Wert für r zu wählen, da die Kapazität der Pumpe wohl immer groß genommen werden soll, diese nur vollbelastet arbeitet und also der Wert von r, nachdem die Kapazität von Pumpe und Elektromotor festgestellt ist, nicht mehr geändert werden kann. Auch zeigt sich, daß der Durchmesser der Druckleitung unabhängig von deren Länge ist, was von vornherein zu erwarten war. Allerdings hat es nur Zweck, eine Berechnung, wie sie hier gegeben wird, für lange Leitungen anzustellen.

Was die Geschwindigkeit des Wassers betrifft, so ist es von Interesse, festzustellen, innerhalb welcher Grenzen sie sich bei Gebrauch elektrischer Pumpen ändern darf. Es mögen in der Formel Grenzwerte eingesetzt werden, beispielsweise:

m	6	oder	7
n	50	„	70
λ	—	0,0025	—
r	12	oder	8
p_1	0,20	„	0,40
p_2	0,13	„	0,20
p_1/p_2	1,5	„	2

wobei in Betracht zu ziehen ist, daß bei einem kleinen Werte für p_1 selbstverständlich kein Höchstwert für p_2 vorkommen kann, da beide Preise zum Teil von denselben Umständen abhängen, so daß nur für das Verhältnis p_1/p_2 eine Schwankung zu berücksichtigen ist. Nach Einführung in die Formel 6 findet man für den Mindest- und den Höchstwert von v:

$$v_{\min}=40\text{ cm/Sek.}\quad\text{und}\quad v_{\max}=59\text{ cm/Sek.}$$

Man darf somit annehmen, daß die wirtschaftlichste Geschwindigkeit zwischen 40 und 60 cm/Sek. zu suchen ist. Das sind Werte, die nicht unerheblich abweichen von den gebräuchlichen Werten 50 bis 75 cm/Sek.

Als Zahlenbeispiel wählen wir einen Tagesverbrauch zu 400 m³ und 500 m³, in beiden Fällen bei acht Stunden Arbeitszeit für die Pumpe (eine Zeit von zehn Stunden wird aus den vorstehend genannten Gründen nicht gewählt). Weiter nehmen wir $\lambda=0{,}0025$, $m=7$, $n=60$, $p_1=0{,}20$ und $p_2=0{,}13$. Man findet dann bei einem Tagesverbrauch von 400 m³:

$$D=0{,}186\text{ m}$$

und bei einem Tagesverbrauch von 500 m³:

$$D=0{,}208\text{ m},$$

welche Werte aufwärts auf einen Normalwert abzurunden sind. Ist mit Verunreinigung der Leitung durch Schlick, Eisen usw. zu rechnen, dann ist es erwünscht, den Durchmesser etwas größer zu wählen, als er sich aus der Berechnung ergibt.

Sollte sich ein Durchmesser größer als 0,30 m ergeben, dann müßte man das Gewicht des Rohres mittels der Formel 1 ausdrücken. In dem Falle ist:

$$f(D)=\frac{m}{100}(180\,D+420\,D^2)\,p_1\,L+358000\cdot\frac{p_2 r}{n}\cdot Q\left(h+\lambda\cdot\frac{Q^2}{D^5}\cdot L\right)$$

$$0=\frac{m}{100}(180+840\,D)\,p_1\,L-5\cdot 358000\cdot\frac{p_2 r}{n}\cdot Q\lambda\cdot\frac{Q^2}{D^6}\cdot L,$$

was durch Umrechnung ergibt:

$$(7)\qquad D=\frac{23{,}74}{\sqrt[6]{180+840\,D}}\sqrt[6]{\frac{\lambda r}{mn}\cdot\frac{p_2}{p_1}}\sqrt{Q}.$$

In dem Ausdruck für D befindet sich D selbst, aber unter dem Zeichen einer sechsten Wurzel; somit hat eine kleine Änderung von D im zweiten Gliede nur wenig Einfluß auf den für D zu bestimmenden Wert. Das zeigt sich, wenn man für D die Zahlenwerte 0,30, 0,40, 0,50, 0,60 und 0,70 einträgt, mit denen sich für den Koeffizienten $\frac{23{,}74}{\sqrt[6]{180+840\,D}}$ ergibt: 8,64, 8,40, 8,18, 8,00 und 7,85. Die Änderungen des Koeffizienten sind also nur gering.

Hat man hiernach mit einer solchen Wassermenge zu tun, daß sich aus der Formel 5 ein größerer Durchmesser als 0,30 m ergibt, dann ist dieser Wert in die Formel 7 einzutragen, aus der sich dann der praktisch richtige Durchmesser findet.

Wählt man bei dem genannten Zahlenbeispiel einen Tagesverbrauch von 5000 m³, so findet man aus der Formel 5:

$$D=0{,}662\text{ m},$$

und diesen Wert in die Formel 7 eingetragen:

$$D=0{,}597\text{ m}.$$

Bei einer zweiten Annäherung ergibt sich:

$$D=0{,}594\text{ m},$$

woraus der Schluß zu ziehen ist, daß die erste Annäherung genügt.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. September ausgegebene Heft 18 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Architekt B. D. A. Karl Hasenkamp: Hoch- oder Flachbau? — R. Sackur: Der Schauraum. — Regierungs-Baumeister H. Werner: Wohnungsnot und Wohnungsfürsorge in Württemberg. — E. F. Berking: Das Stahlhaus.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. Die bereits in der „Bautechnik“ 1925, Heft 42 angekündigte Vortragsreihe „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen“ beginnt am Dienstag, den 13. Oktober 1925, abends 7½ Uhr, im Hause des Vereines deutscher Ingenieure, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27 I (großer Saal) mit einem Vortrage von Prof. Weihe, Technische Hochschule Berlin, über die Frage:

„Welchen Stand hat der Ersatz der menschlichen Arbeitskräfte durch Maschinen im Bauwesen erreicht und wo muß die weitere Einführung bezw. die Vervollkommnung des maschinellen Betriebes angestrebt werden?“

Eintritt frei, Gäste willkommen.

Die VIII. Hauptversammlung der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands[1]) fand am 12. September in Freiburg unter dem Vorsitze von Oberbaurat Berger, Breslau, statt. Stadtbaurat Dr. Küster, Görlitz, sprach über die preußische Musterbauordnung. Seine Ausführungen ließen erkennen, welche Bedeutung die Vereinheitlichung der in den einzelnen Städten so verschiedenartig gestalteten baupolizeilichen Bestimmungen für die Öffentlichkeit haben würde. Als Beispiel einer nach der Musterbauordnung aufgestellten Bauordnung erörterte der Vortragende ausführlich diejenige von Görlitz. Alsdann sprach Stadtbaudirektor Platz, Mannheim, über Baupolizei und Städtebaukunst. Der Grundgedanke seiner Ausführungen lag in der Erfahrung, daß baupolizeiliche und baupflegerische Aufgaben zusammengehören. Konstruktionen, Hygiene, soziale und künstlerische Gesichtspunkte sind im Bauwesen nicht zu trennen. Wirkliche Erfolge auf dem Gebiete des Städtebaues sind nur zu erreichen, wenn alle Befugnisse der Bauaufsicht einschließlich der künstlerischen Beeinflussung in die Hände von dazu besonders geeigneten und vorgebildeten Persönlichkeiten gelegt werden. Über den Entwurf eines Städtebaugesetzes berichtete Oberbaurat Berger, Breslau. Er behandelte die für die Baupolizei am meisten ins Gewicht fallenden Vorschriften betr. Baulastenbücher, Bauvorschriften für die äußere Gestaltung und Baudispense. Seine Vorschläge zur Abänderung wurden angenommen. Es wurde beschlossen, diese Vorschläge entsprechend dem Ersuchen des preußischen Wohlfahrtsministers diesem zu überreichen, ferner der Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte und dem Tage für Denkmalschutz und Heimatpflege. Über Bauunfälle und Strafrecht sprach Magistratsbaurat Dr.-Ing. Sachs, Dortmund. Er hob zunächst das Interesse hervor, das die Öffentlichkeit daran hat, daß vermeidbare Bauunfälle auch wirklich bestraft werden. Er zeigte alsdann an einigen aus der Praxis gewählten Beispielen, daß die heutige Gesetzgebung nicht mehr den Ansprüchen neuzeitlicher Technik genügt, und verlangte insbesondere eine Abänderung des § 330 R. St. G. Ferner verlangte er die Besetzung der Kammern durch vollberechtigte technische Richter neben den gelehrten Richtern. Seine Leitsätze wurden angenommen. Den Schluß der öffentlichen Sitzung bildete der Bericht des Magistratsbaurats Schwartz, Königsberg, über baupolizeiliche Gesichtspunkte für Kraftwagenhallen größeren Umfanges. Eine Vereinheitlichung der Bestimmungen für die Räume zur Unterbringung von Kraftwagen scheint unbedingt notwendig angesichts der Tatsache, daß in fast allen Städten verschiedenartige Bestimmungen bestehen. Allen Vorträgen folgte eine lebhafte Aussprache. Den beiden seit der Gründung in der Leitung tätigen Herren, dem Beigeordneten Köhler, Barmen, und Dr. Sachs, Dortmund, die eine Wiederwahl ablehnten, wurde der Dank der Vereinigung ausgesprochen. Vorsitzender wurde Stadtbaurat Dr. Küster, Görlitz; die Geschäftstelle wurde von Dortmund nach Hamburg II, Admiralitätsstraße Nr. 56, zu Oberbaurat Thode verlegt.

Einsturz eines Fabrikhallenneubaues infolge ungenügender Zeichnungen. Das Reichsgericht ist nach der Zeitschr. „Steinbr. u. Sandgr.“ jüngst um eine Entscheidung in einem Rechtsstreit angerufen worden, dem folgende vertraglichen Vorgänge zugrunde liegen:

Im Sommer des Jahres 1917 wollte die Firma F. in Berlin-Steglitz auf ihrem Grundstück einen Fabrikhallenneubau errichten. Die Zeichnungen zu diesem Bau fertigte sie gleich selbst an. Auf Grund dieser Zeichnungen, die von dem Baugeschäft A. K. in Berlin gebilligt wurden, übertrug sie dieser Baufirma die Ausführung des Baues. Die Firma A. K. führte die Bauarbeiten aus und berechnete dafür 36 292 Mark, wovon die Bestellerin 23 383 Mark noch im Jahre 1917 bezahlte. Am 16. Januar 1918 stürzte der Neubau zu einem großen Teil ein, und zwar wegen ungenügender Widerstandsfähigkeit der zu schwachen Umfassungsmauern gegen Winddruck. Dieser Einsturz geschah jedoch, als der Bau bereits abgenommen und eine andere Firma beauftragt war, das Dachgeschoß aufzusetzen. Die Auftraggeberin verweigert infolge des Einsturzes jede weitere Zahlung mit der Begründung, daß die Leistungen der Firma A. K. irgendwie fehlerhaft gewesen seien. Der Kläger klagt gegen die Auftraggeberin aus abgetretenen Rechten der Baufirma auf Zahlung des Restbetrages. Das Landgericht Berlin verurteilte die Beklagte zur Zahlung des restlichen Werklohnes, das Kammergericht zu Berlin verurteilte die Beklagte zur Zahlung von 3440 G.-M. Auf die beim Reichsgericht eingelegte Revision der Beklagten ist das Urteil des Kammergerichts aufgehoben und die Sache zur anderweiten Verhandlung und Entscheidung an einen anderen Senat des Kammergerichts zurückverwiesen worden.

Aus den reichsgerichtlichen Entscheidungsgründen ist hierzu folgendes von Bedeutung: Bei der Beurteilung der von der Firma A. K. geleisteten Arbeiten hat das Kammergericht die Vorschrift des § 633 Abs. 1 BGB. unzureichend gewürdigt. Es kann keinem Zweifel unterliegen, daß die festgestellte ungenügende Widerstandsfähigkeit der Umfassungsmauern gegen Winddruck einen Fehler darstellte, der die Tauglichkeit der Mauern zu dem gewöhnlichen und nach dem Vertrage vorausgesetzten Gebrauch minderte, wenn nicht ganz aufhob. Der Vorderrichter meint zwar, die Mauern brauchten nicht stärker zu sein und keine anderen Eigenschaften zu haben, als wie das in den Zeichnungen vorgeschrieben war. Mit dieser Annahme der Befreiung der Firma A. K. von der Haftpflicht verkennt der Vorderrichter, daß die Unternehmerin nach Treu und Glauben im Verkehr (§ 242 BGB.) sicherlich eine Aufklärungspflicht hatte. Diese Aufklärungspflicht hat das Kammergericht z. B. in bezug auf die Zusammensetzung des Mörtels (Zementzusatz) bejaht. Die Beklagte hatte zudem ausdrücklich zu erkennen gegeben, daß sie sich auf die Billigung ihrer Zeichnungen durch die Baufirma verlasse. Die Baufirma war mithin verpflichtet, die Beklagte auf die Mangelhaftigkeit der Zeichnungen hinzuweisen und eine Aenderung anzuregen. Damit entfällt die vom Kammergericht angeführte Entschuldigung der Baufirma, und die Beklagte ist berechtigt, die aus dem Mangel des Werkes sich gesetzlich ergebenden Rechte geltend zu machen. Das Kammergericht hat deshalb die Sache unter diesen Gesichtspunkten erneut zu prüfen.

Der Aachener Kanalplan. Die Stadt Aachen hat sich bereits des längeren mit dem Plane einer Kanalverbindung des Rheins zu den im Westen liegenden Industrie- und Kohlenzentren Aachen, Wurm, Roer, M.-Gladbach beschäftigt. Die Sitzung des Gemeinnützigen Industrie-Siedlungsverbandes im Saale der Dresdener Bank zu Aachen am 16. Juli zeigte, wie weit die Verhandlungen bereits gediehen sind. Prof. Proetel von der Technischen Hochschule, der auch die Entwürfe geschaffen hat, führte dort nach den „Düsseld. Nachr.“ etwa folgendes aus:

Die Eisenbahn ist nicht in der Lage, der Industrie des Aachener Bezirkes Rechnung zu tragen. Für die verarbeitende Industrie, die hochwertige Erzeugnisse herstellt, ist das weiter nicht schlimm, weil sie in Kraftfahrzeugen hinreichend Ersatz findet. Schwerwiegend sind jedoch Transportverteuerung und Transportschwierigkeiten für die gesamte Schwerindustrie, Kohlen-, Eisen- und schwerchemische Industrie. Besonders die Kohle des Wurm- und Indereviers hat einen harten Wettbewerbkampf, namentlich gegen die belgische und holländische Kohle, zu bestehen. Die Förderung betrug vor dem Kriege 3½ Mill. t, augenblicklich beträgt sie wieder 3 Millionen; bei normaler Entwicklung wird sie sich auf 8 bis 10 Millionen steigern können. Für diese Fördermenge fehlt jedoch der Markt. Wegen der Verdrängung der Wurm- und Indekohle aus Belgien und Holland und der Überschwemmung von Kohlen aus diesen Ländern muß Aachen ein neues Absatzgebiet suchen. Als solches kommt der Kohlenhandelsplatz Süddeutschlands, Mannheim, hauptsächlich in Betracht. Dank der günstigen Produktionsmöglichkeiten und der billigen Wasserfrachten kämpft die holländische Kohle in Mannheim erfolgreich mit der Wurmkohle. Die hohen Frachten der Reichseisenbahngesellschaft verteuern die Aachener Kohle ungemein.

Ein ausführlicher Entwurf des Rhein-Seitenkanals wurde am 1. Mai dem Reichsverkehrsminister unterbreitet. Dieser Entwurf sieht eine Linienführung zur Rheinschleife Dormagen—Worringen vor. Da Worringen nach Köln eingemeindet ist, glaubte Aachen, Köln für den Plan zu gewinnen. Die Hoffnung erwies sich aber als trügerisch. Köln fürchtet Konkurrenz für seinen Industriehafen. Eine zweite Linienführung mündet in das Interessengebiet der Stadt Düsseldorf. Wegen der tieferen Lage des Geländes würde die Ausführung dieses Planes um 6 Millionen billiger werden als ersterer, wenn auch die Strecke selbst länger ist. Hafenanlagen sind bei Aachen drei vorgesehen, bei Ringweiler, Verlautenheide und Rothe Erde. Der Kanal hat einen Höhenunterschied von 140 m zu überwinden, was acht Sparschleusen voraussetzt. Der Kanal soll so breit werden, daß zwei Schiffe von je 2000 t sich begegnen können. Eine schwierige Frage ist die Beschaffung des Wassers. Hauptsächlich kommt die Roer als wasser-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 34, S. 461.

reichster Fluß in Frage. Die Zusammenführung der Quellflüsse Roer und Urft in die Urfttalsperre ist erforderlich. Bei Obermaubach wäre ein Ausgleichweiher anzulegen, von dem aus das Wasser dem Kanal zugeführt würde. Durch Wasserkraftanlagen könnten in zwei Kraftwerken 66 Mill. kWh jährlich gewonnen werden. Die Gesamtkosten des Kanals sind auf 147 Millionen mit, auf 141 Mill. R.-M. ohne Wasserkraftgewinnung veranschlagt. Für die nördliche Führung wären 140 bezw. 135 Millionen erforderlich. Die Betriebs- und Unterhaltungskosten sind [auf 1,8 Millionen mit und 1,6 Millionen ohne Kraftgewinnung errechnet. Bei genügender Frequenz würde der Überschuß der laufenden Einkünfte über die laufenden Kosten dem Voranschlag entsprechend 8,3 Millionen betragen. Das Anlagekapital würde sich mit 5,7 bis 5,9 % verzinsen können, wenn Reichsmittel nicht zur Verfügung ständen; kann jedoch die Hälfte aus solchen Mitteln entnommen werden, so wäre die Verzinsung des übrigen Kapitals mit 11,5 % möglich.

Bemerkenswerte Blechträgerbrücke mit schiefer Fahrbahn. Für die Bauaufgabe der zweigleisigen Eisenbahnbrücke bei Depew in der Nähe von Buffalo für eine Verbindungsstrecke zwischen der Hauptlinie der New York Central-Bahn und den Linien der Westküstenbahn waren (nach „Eng. News-Rec." vom 30. Oktober 1924) wesentlich: der spitze Winkel der Kreuzung, die Lage in einer scharfen Kurve und die durch die große Überhöhung bedingte besonders starke Fahrbahnausbildung (Abb. 1 u. 2). Die Spannweite der Hauptträger ergab sich zu rd. 36 m von Mitte zu Mitte Auflager. Sie wurden nicht in Fachwerksystem üblicher Bauart ausgeführt, weil bei der schrägen Grundrißanordnung die Portale sehr lang und wenig wirksam geworden wären. Man entschloß sich zu Blechträgern mit einem ausnahmsweise großen Gewicht von je 130 ts (= rd. 120 t).

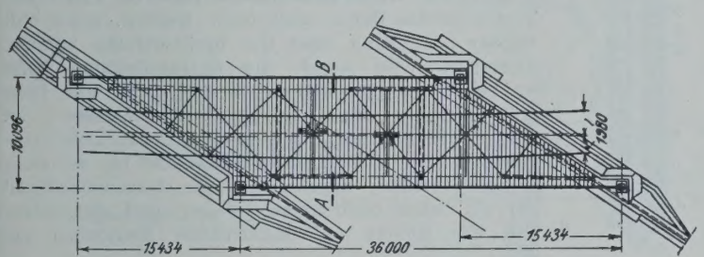


Abb. 1.

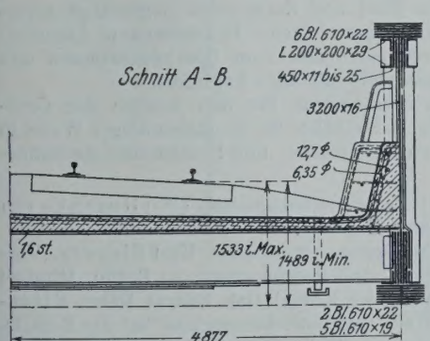


Abb. 2.

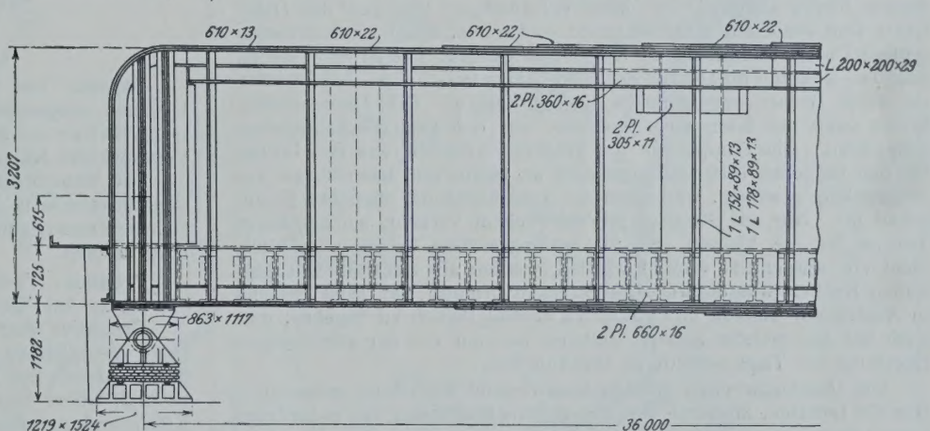


Abb. 3.

Das Fahrbahngerippe und die Fahrbahntafel (Abb. 2) bestehen aus Querträgern (I-Träger von 68,6 mm Höhe) in 40 cm Abstand, einer darauf aufgenieteten 11 mm starken Blechtafel, einer darauf aufgebrachten Eisenbetondecke, die durch eine wasserdichte Schicht und zu deren Schutz durch eine 5 cm starke Betonschicht nach oben abgeschlossen ist und die durchgeführte Bettung trägt. Die Querträger liegen auf den Winkelflanschen des Hauptträgeruntergurts auf, sind aber noch in der üblichen Weise durch Winkeleisen am Hauptträger angeschlossen.

Die Gurtungen der Blechträger zeigen die Abb. 2 u. 3. Außer Winkeln sind senkrechte und wagerechte Kopfplatten verwendet. Die Länge jener war beim Untergurt durch die Querträgerhöhe bedingt. Die Niete haben durchweg 26 mm Durchmesser. Für über 100 mm lange Niete wurden kleinere als die sonst üblichen Werte der zulässigen Beanspruchungen festgesetzt.

Da die Träger der schrägen Anordnung wegen unsymmetrisch belastet werden, sind die Auflagerdrücke am einen Ende viel größer als am anderen. Zur Aufnahme der Scherkräfte war eine sehr enge Nietteilung und eine besondere Verstärkung des Stehblechs ($t = 16$) durch ein an der Innenseite angebrachtes, 11 mm starkes Blech erforderlich. Die Auflager wirken als Bolzengelenke. Beim beweglichen Auflager sind neun Stelzen verwendet worden. Maier-Leibnitz.

Oberbau und seine Unterhaltung in England und seinen Siedelungen. Ein wichtiges Ergebnis des Zusammenschlusses der englischen Eisenbahnen zu vier Gruppen ist die Tatsache, daß in den letzten Jahren ein eigens zu diesem Zweck eingesetzter Ausschuß Regelformen für den Oberbau aufgestellt hat; auf einer ganzen Anzahl von Strecken ist dieser Regeloberbau auch bereits eingeführt. Ein Zwang kann aber nicht ausgeübt werden, und so hat jede Eisenbahngesellschaft noch ihre Sonderformen, namentlich für Weichen und Kreuzungen.

Die meisten englischen Eisenbahnen werden in Zukunft Schienen mit dem Regelquerschnitt und 47,5 kg/m Gewicht für Strecken erster Ordnung und 42,5 kg/m Gewicht für Strecken von geringerer Bedeutung in Längen von 18,30 m und 13,725 m (60 und 45 Fuß) verwenden. Die Große Westbahn und die Südbahn verlegen nur die schwerere Schiene; bei der London-, Midland- und Schottischen Eisenbahn ist die Regellänge 18,3 m, bei allen anderen Eisenbahngesellschaften 13,725 m.

Die Laschen sind ebenfalls genormt. Die Regellänge der Schwellen ist 2,6 m, 15 cm weniger als dem bisherigen Gebrauch entsprach. Das Holz für die Schwellen, meist Kiefernholz, wird zum größten Teil aus den ehemals russischen Randstaaten, zum anderen Teil auch aus Amerika bezogen; in Schottland wird einheimisches Holz zu Schwellen verarbeitet. Die Schwellen werden allgemein mit Kreosot getränkt. Auf den Hauptstrecken werden als Stoßschwellen solche mit größeren Abmessungen, ebenso auf ihnen schwerere Schienenstühle verlegt. Ein leichterer Schienenstuhl ist im übrigen zur Verwendung mit den Schienen von 42,5 kg/m Gewicht, ein schwererer zum Gebrauch unter den Schienen von 47,5 kg/m Gewicht bestimmt. Die Stühle werden mit drei Schrauben auf den Schwellen befestigt, die Schiene wird im Stuhl mit einem Holzkeil festgelegt, für den es nur eine Regelform gibt.

Die Bettung der Gleise weist erhebliche Verschiedenheiten auf, sowohl was ihre Abmessungen im ganzen, als auch was die Korngröße des Schotters und auch was die Art des verwendeten Steinschlages anbelangt. Granit, der hierzu für am geeignetsten gehalten wird, kann nur an wenigen Stellen zu annehmbarem Preise beschafft werden. Viel verwendet wird Schlacke, namentlich da, wo sie aus benachbarten Hüttenwerken bezogen werden kann. Feuerungsschlacken werden neuerdings meist durch Steinschotter oder Hochofenschlacke ersetzt. In Tunneln vermeidet man die Verwendung von Schlacke, weil sie das Rosten der Eisenteile fördert.

In den überseeischen Siedelungen Englands wird zu den Schwellen mit wenigen Ausnahmen einheimisches Holz verwendet; die Staatsbahnen von Südafrika führen aber z. B. australisches Jarrah-Holz ein. Dieses Holz, das auch in Australien selbst zu Schwellen verarbeitet wird, bedarf keiner Tränkung, im übrigen werden die Schwellenhölzer zuweilen getränkt. Das Tränken der Schwellen ist in den Siedelungen nicht so verbreitet wie im Mutterlande, doch beabsichtigen die kanadischen Staatsbahnen, in Zukunft als Regel ihre Schwellen zu tränken, auch wenn sie aus Hartholz bestehen. In Indien finden sich alle Arten von Schwellen: neben hölzernen aus einheimischem und eingeführtem Holz auch solche aus Gußeisen und Stahl. Betonschwellen werden in einem Vortrage, den ein englischer Fachmann vor der Eisenbahntagung in London gehalten hat und der für die vorliegenden Mitteilungen als Quelle benutzt worden ist, nicht erwähnt.

Für Krümmungen unter 200 m Halbmesser sind durch das Verkehrsministerium Zwangschienen vorgeschrieben. An anderen besonders stark beanspruchten Stellen, unter anderem auch in Tunneln, wird die Tragfähigkeit des Gleises durch Vermehrung der sonst auf die Schienenlänge entfallenden Schwellenzahl erhöht. Die Regelentfernung der Schwellen ist 75 cm. Die Vermehrung der Schwellen wird auch da angewendet, wo im Gleis Vorrichtungen zur Wasseraufnahme durch die Lokomotive während der Fahrt eingebaut sind. In Tunneln werden auch zuweilen Schienen verwendet, die schwerer sind als die bisher erwähnten, z. B. solche von 50 kg/m Gewicht in Neuseeland. Zur Erhöhung der Lebensdauer des Gleises hat man an Stellen, die starkem Verschleiß ausgesetzt sind, Manganschienen eingelegt. Sie haben sich jedoch auf steilen, eingleisigen Strecken, z. B. in Südafrika, nicht bewährt, weil ihre Oberfläche zu glatt ist und die Lokomotive daher „trommelt". Schienen aus Stahl mit Siliziumzusatz können, im äußeren Strang von stark gekrümmten Gleisen liegend, um 60 bis 100 % längere Zeit im Gleis verbleiben als Schienen aus gewöhnlichem Stahl; im inneren Strang beträgt die Verlängerung der Lebenszeit nur 25 %.

Neben der Verwendung druckverteilender Unterlagsplatten wird zur Erhaltung der Gleise auch das Schmieren der Stöße mit Teer oder schon einmal verwendetem Schmieröl, das beim Schmieren von Maschinen anfällt, angewendet. Ausgeschlagene Stöße werden, z. B. bei der ehemaligen Nordostbahn, durch Einlegen von Laschen mit etwas größeren Querschnittsabmessungen wieder brauchbar gemacht. Bei einer irischen Eisenbahn werden auf Nebenbahnen nachgearbeitete Laschen mit Futterblechen verwendet, um Gleise, die sonst erneuert werden müßten, noch zu erhalten. Dieselbe Eisenbahn macht gute Erfahrungen mit dem Abschneiden der abgenutzten Schienenenden; dasselbe Ergebnis dieser Maßnahme wird von den Eisenbahnen Südafrikas berichtet. Seitlich abgefahrene Schienen werden bei der ehemaligen Großen Nordbahn geschwenkt und dann mit der unversehrten Seite als Fahrkante weiter verwendet; andere Eisenbahnen folgen neuerdings diesem Beispiel. Bei den kanadischen Staatsbahnen werden namentlich in Krümmungen die innere und die äußere Schiene vertauscht, um einseitig abgefahrene Schienen noch länger verwenden zu können. Die Eisenbahnen von Südafrika tauschen zum gleichen Zweck die Schienen in Krümmungen und Geraden gegeneinander aus.

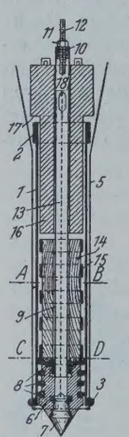
Kleinere Unterhaltungsarbeiten am Gleis werden im allgemeinen von kleinen Arbeitertrupps ausgeführt, denen eine kurze Strecke zu diesem Zweck zugeteilt ist. Zum vollständigen Umlegen des Oberbaues sind besondere Arbeitertrupps vorhanden, denen auch zuweilen größere Unterhaltungsarbeiten übertragen werden. Die Arbeiter stehen zum Teil dauernd im Dienste der Eisenbahngesellschaften, teils werden sie nach Bedarf angenommen und entlassen. Die Dauerarbeiter bilden dann den Kern einer Kolonne, um den sich die Zeitarbeiter gruppieren. Die Trupps für die größeren Arbeiten aus den Rotten für den täglichen Unterhaltungsdienst zu verstärken, hat sich als unzweckmäßig erwiesen, weil dann die Ausführung der täglichen Kleinarbeit litt. Nur auf Strecken mit schwachem Verkehr, wo besondere Trupps für die kleinen und für umfangreichere Arbeiten am Gleis nicht voll ausgenutzt werden würden, werden alle Arbeiten von denselben Kräften ausgeführt. Der Streckenvormann hat seine Strecke in Australien, Kanada und Südafrika einmal täglich zu begehen, und auch auf den meisten anderen Bahnen ist man von der zweimaligen Begehung am Tage neuerdings abgekommen.

Die Oberbauarbeiten werden überwiegend von Hand ausgeführt. Nur die London-, Midland- und Schottische Eisenbahn hat neuerdings einen besonderen Zug mit mechanischen Vorrichtungen zur Auswechselung von Gleisteilen ausgerüstet. Er besteht aus Drehgestellwagen von 40 t Tragfähigkeit, auf denen ein elektrisch angetriebener Kran und andere Hilfsmittel aufgebaut sind, um ganze Schienenlängen mit ihren Schwellen aus dem Gleis auszuheben und durch neuen Oberbau zu ersetzen. Die neuen Gleisteile werden in einem Oberbaulager zusammengebaut und mit Hilfe eines Laufkrans verladen, um auf die Strecke gebracht zu werden. Der Laufkran dient auch zum Entladen der abgebrochenen Gleisteile, wenn sie in das Lager eingeliefert werden. Etwa die Hälfte der britischen Eisenbahnen benutzen selbstentladende Trichterwagen zur Anförderung des Schotters auf die Strecke, die zum Teil ihre Ladung nach der Mitte, zum Teil nach der Seite auswerfen. Der Schotter wird dann meist durch einen Pflug ausgebreitet. Zum Verladen der Schienen dienen häufig Magnetkrane. Wkk.

Behandlung von Chausseen und Makadamstraßen mit Sulfitlauge. In der letzten Zeit hat man in Schweden angefangen, Chausseen und Makadamstraßen mit Sulfitlauge zu besprengen, um eine bessere Bindung des Materials in der obersten Schicht herbeizuführen und um der lästigen Staubbildung vorzubeugen. Nicht nur in Stockholm, sondern auch in vielen anderen schwedischen Städten sind eingehende Versuche mit diesem Verfahren gemacht worden, dem indessen bislang der Nachteil anhaftete, daß die Lauge nach verhältnismäßig kurzer Zeit durch Regenwasser abgewaschen wurde. Dieser Nachteil ist nun durch eine Erfindung des Ingenieurs Ekström beseitigt worden, die darin besteht, daß die in der Sulfitlauge enthaltenen, in Wasser löslichen Bestandteile dadurch mit der Fahrbahn fest und dauernd verbunden werden, daß sie durch Zusatz von Kalkmilch in eine asphaltähnliche Verbindung übergeführt werden. Bei der Herstellung von Befestigungen dieser Art wird die Fahrbahn zuerst mit Sulfitlauge und alsdann mit Kalkmilch berieselt, wobei man darauf zu achten hat, daß chemisch äquivalente Mengen zur Verarbeitung kommen. Bei Neubauten oder größeren Erneuerungen von Straßen- und Chausseedecken kann man einen Schritt weiter gehen, indem man die konzentrierte Lauge mit Kalziumoxydhydrat behandelt, wodurch eine Flüssigkeit entsteht, die die Eigenschaft besitzt, die Deckschicht der Makadamstraßen und Chausseen so zu binden, daß sie durch Niederschläge nicht ausgewaschen wird, fast ganz staubfrei bleibt und ein asphaltähnliches Aussehen bei erheblich gesteigerter Festigkeit erhält. N. B.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.



Durchbohrte Vortreibspitze (Kl. 84c, Nr. 407 614 vom 22. 10. 1922 von Ernest Horne in Huy, Belgien). Die im unteren Teil des zu versenkenden Rohres angeordnete Vortreibspitze ist mit Abdichtungsringen zwischen ihrem Schaft und dem unteren Ende des Vortreibrohres versehen und trägt unten einen in der Längsrichtung frei beweglichen Verschlußstöpsel. Dadurch kann der Vortreiber im Rohre angehoben werden, ohne daß Wasser oder Sand über ihn herübertreten können. Außerdem wird durch die Ringabdichtung beim Anheben eine Saugwirkung erzielt, und das Rohr füllt sich bis zum Vortreiber mit Wasser. Ist das Rohr bis zu einer erwünschten Tiefe vorgetrieben, so wird die Vortreibspitze bis zu einer gewissen Höhe angehoben, der Verschlußstöpsel um ein Stück nach unten gelassen und der untere Teil des Rohres mit erhärtenden Baustoffen gefüllt.

Personalnachrichten.

Bayern. Der mit dem Titel und Rang eines Regierungsbaurats I. Klasse ausgestattete Bauamtmann beim Kulturbauamt Landshut Leop. Sailer ist in etatsmäßiger Weise zum Oberbauamtmann und Vorstand des Kulturbauamts Kaiserslautern befördert.

Der Bauamtmann des Neubauamts für den Ausbau der Großschiffahrtstraße in Bamberg E. Salisko ist in etatsmäßiger Weise in gleicher Diensteigenschaft an das Straßen- und Flußbauamt Aschaffenburg berufen.

Preußen. Versetzt ist: Regierungsbaumeister (W.) Huschke von Sehnde an das Wasserbauamt Hamm i. W.

Gestorben sind: der Magistrats-Oberbaurat Karl Sievers, Vorstand des städtischen Brücken- und Hafenbauamts in Berlin, Mitglied der Akademie des Bauwesens, der Königl. Geh. Baurat Heinr. Hildebrand, früher Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor bei der E. B. D. Köln, und der Stadtbaurat a. D. Wilh. Bauer, früher Mitglied des Tiefbauamts Köln.

Württemberg. Der Staatspräsident hat den Bauamtmann Göhner beim Straßen- und Wasserbauamt Oberndorf zum Baurat im Geschäftskreis der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau, die Bauamtmänner Wünsch und Häcker bei der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau zu Bauräten im Geschäftskreis dieser Ministerialabteilung ernannt.

INHALT: Die Art des Straßenverkehrs auf amerikanischen Landstraßen und seine Beziehungen zur Befestigungsart. — Die neuen Eisenbetonbestimmungen vom 9. September 1925. — Berechnung des wirtschaftlichsten Durchmessers einer Druckleitung bei Anwendung elektrisch betriebener Pumpen. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — VIII. Hauptversammlung der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands. — Einsturz eines Fabrikhallenneubaues infolge ungenügender Zeichnungen. — Aachener Kanalplan. — Bemerkenswerte Blechträgerbrücke mit schiefer Fahrbahn. — Oberbau und seine Unterhaltung in England und seinen Siedelungen. — Behandlung von Chausseen und Makadamstraßen mit Sulfitlauge. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang | BERLIN, 9. Oktober 1925 | Heft 44

Alle Rechte vorbehalten.

Der Tanna-Tunnel bei Atami in Japan.

Die Atami-Bahn.

Von Regierungsbaumeister **Briske**, Siemens-Bauunion, Niederlassung Tokyo.

Die japanische Staats-Eisenbahnverwaltung verfügt über eine reiche, über fünf Jahrzehnte lange Erfahrung im Tunnelbau. Die im Betriebe befindlichen Tunnelstrecken sind etwa 300 km lang. Während die Tunnelausführungen bisher stets glatt vonstatten gingen, stellten sich bei dem zurzeit in Ausführung begriffenen Tanna-Tunnel ungewöhnliche Schwierigkeiten heraus. Eine Beschreibung des Tunnelbaues dürfte daher wohl über die Grenzen Japans hinaus Interesse bieten.

Vor etwa 30 Jahren wurde die wichtigste Bahnlinie Japans, die Tokkaido-Bahn, erbaut. Im wesentlichen der Ozeanküste folgend, verbindet sie die Hauptstadt Tokyo und den Haupthafen Yokohama einerseits mit dem Industriezentrum Osoka und der Hafenstadt Kobe anderseits.

Die Steigungsverhältnisse der Bahn sind günstig, mit Ausnahme des durch das Bergland von Hakone führenden Teiles. Die Bahn führt dort bei Gotenba am Fuße des Fuji, des höchsten Berges in Japan, vorbei, mit einer verlorenen Steigung von 450 m bei einem Steigungsverhältnis von 1 : 40. Im Hinblick auf den unerwartet hohen Aufschwung des Personenverkehrs und insbesondere des Güterverkehrs entschloß man sich schon im Jahre 1912, die Strecke Kozu—Numazu (Abb. 1, 1a, 2 u. 2a) durch eine neue Linie, die Atami-Bahn, zu ersetzen, bei der die verlorene Steigung nur noch rd. 100 m, das

Abb. 1. Übersichtsplan der Atami-Bahn.

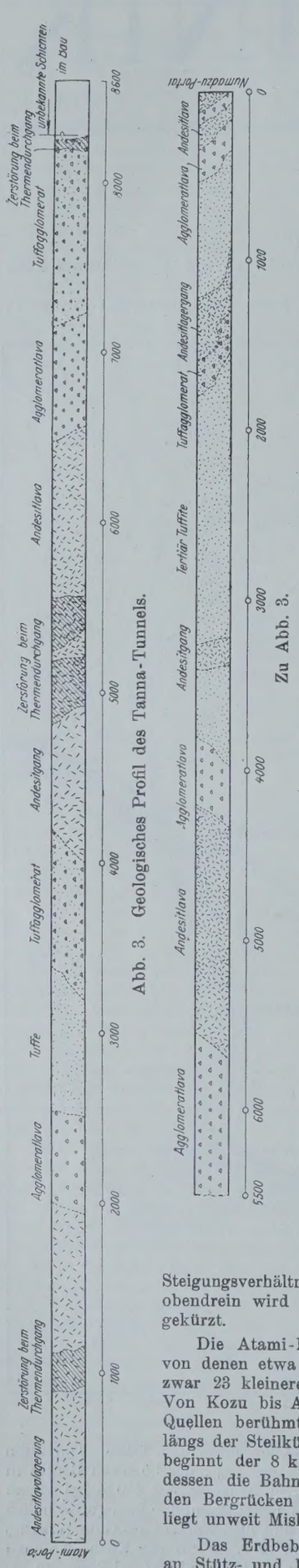


Abb. 3. Geologisches Profil des Tanna-Tunnels.

Zu Abb. 3.

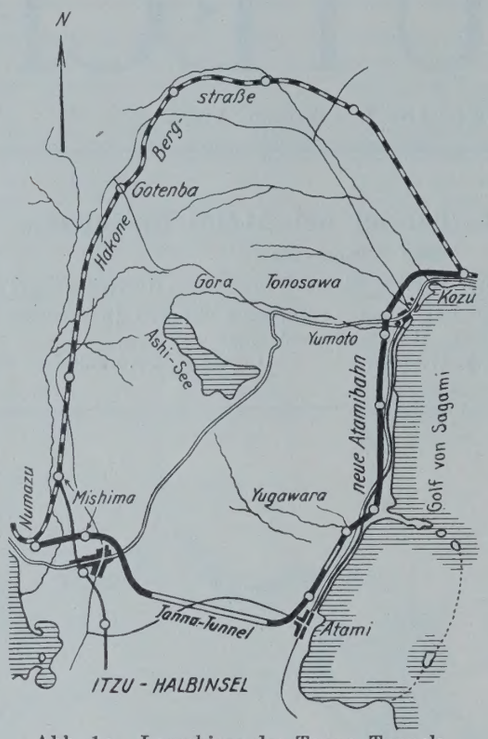


Abb. 1a. Lageskizze des Tanna-Tunnels.

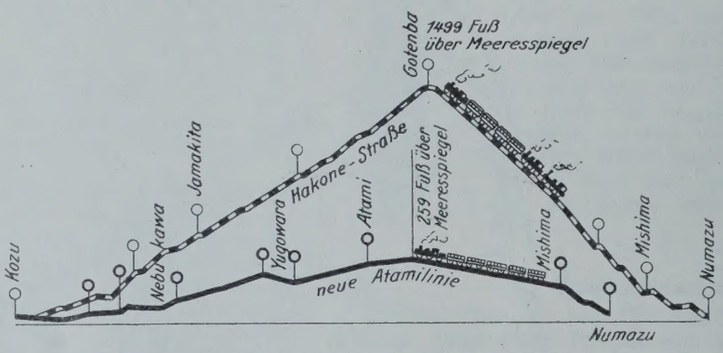


Abb. 2. Vergleich der alten und der neuen Linie.

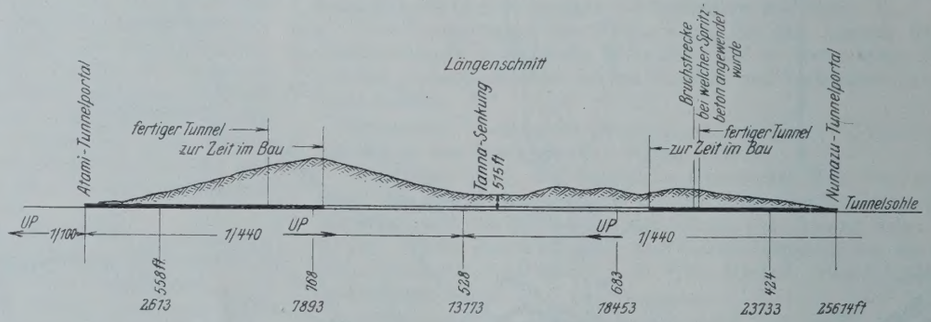


Abb. 2a. Tanna-Tunnel in der Atami-Linie.

Steigungsverhältnis nur noch 1:100 beträgt; obendrein wird die Entfernung um 12 km abgekürzt.

Die Atami-Bahn ist im ganzen 48 km lang, von denen etwa 15 km auf Tunnelstrecken, und zwar 23 kleinere und größere Tunnel entfallen. Von Kozu bis Atami, einem durch seine heißen Quellen berühmten Badeort, verläuft die Bahn längs der Steilküste die Sagami-Bay. Bei Atami beginnt der 8 km lange Tanna-Tunnel, mittels dessen die Bahn den die Itzu-Halbinsel bildenden Bergrücken unterfährt. Der Tunnelausgang liegt unweit Mishima, kurz vor Numazu.

Das Erdbeben vom 1. September 1923 hat an Stütz- und Futtermauern und Brücken der Atami-Bahn schwere Zerstörungen angerichtet (siehe meine Veröffentlichung im „Bauingenieur" 1924, Heft 11). Die Tunnelbauten sind jedoch, abgesehen von ein paar ungefährlichen Rissen nahe den Portalen, unversehrt geblieben.

Geologische Vorbedingungen: Die Itzu-Halbinsel wird geologischerseits als der stehengebliebene Rand eines abgesunkenen Kraters angesehen, dessen Mittelpunkt in der Sagami-Bay, gerade gegenüber der Stadt Atami liegt. In einiger Entfernung, ebenfalls in der Sagami-Bay, lag der Herd des Erdbebens vom 1. September 1923, dem Tokyo und Yokohama, in noch schlimmerem Maße die Ortschaften um Atami herum, zum Opfer fielen.

Längs der Tunnelstrecke besteht das Grundgestein aus Tuff mit tierischen Versteinerungen aus der Tertiärzeit, überlagert von Lava und Agglomeraten und mit einigen Andesit-Adern durchzogen. Aller Wahrscheinlichkeit nach hat der letzte vulkanische Ausbruch in der Tertiärzeit oder im Diluvium stattgefunden. Näheres zeigt Abb. 3. Der Andesit weist im allgemeinen ein sehr hartes und dichtes Gefüge auf, ist jedoch stellenweise von heißen Quelladern durchsetzt und dadurch sehr stark verwittert. Große Sorgen machte man sich anfangs wegen der im Tunnel zu erwartenden hohen Temperaturen. Jedoch übte der große Wasserzudrang günstigen Einfluß aus. Im Dezember 1924 wurden untenstehende Wärmegrade gemessen.

Da der Tunnel im Grundwasser liegt, hatte man von Anfang an mit starkem Wasserandrang gerechnet. Der tatsächlich eingetretene Wasserandrang überstieg jedoch die schlimmsten Befürchtungen. Auf der Numazu-Seite entströmt dem Tunnel ein Bach mit einer Wasserführung von 850 l/Sek. Auf der Atami-Seite ist es nicht ganz so arg, dort wurden 285 l/Sek. Wasserausfluß gemessen.

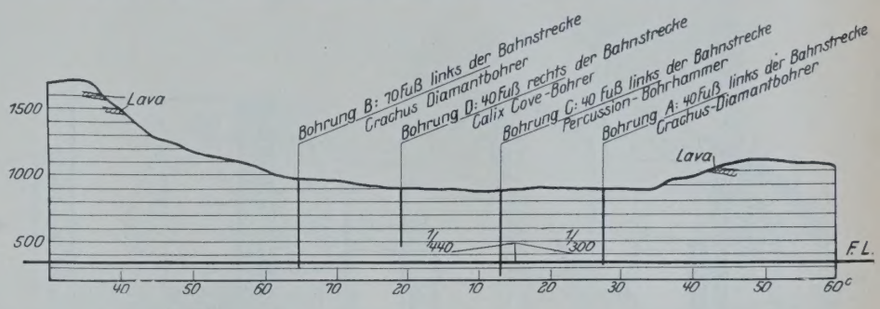
1. Atami-Seite. 9. Dezember 1924:

Temperatur außerhalb des Tunnels			10,5 ° C
„ am Ende der ausgemauerten Strecke	1610 m	vom Portal	20,0 ° „
„ „ „ des Vollausbruches	1850 m	„ „	20,0 ° „
„ „ „ „ Firststollens	2180 m	„ „	16,5 ° „
„ „ „ „ Sohlstollens	2520 m	„ „	17,7 ° „
„ des hervorquellenden Wassers			16,7 ° „

2. Numazu-Seite. 18. Dezember 1924.

Temperatur außerhalb des Tunnels			4,0 ° C
„ am Ende der ausgemauerten Strecke	803 m	vom Portal	17,0 ° „
„ „ „ des Vollausbruches	1450 m	„ „	17,0 ° „
„ „ „ „ Firststollens	1590 m	„ „	17,5 ° „
„ „ „ „ Sohlstollens	1980 m	„ „	17,0 ° „
„ des hervorquellenden Wassers			15,5 ° „

In Anbetracht der unerwarteten Schwierigkeiten macht man sich einige Sorge wegen des weiteren Tunnelfortschrittes unter der Tanna-Senke, nach der der Tunnel seinen Namen trägt (Abb. 4 u. 5). Die Ansichten der Geologen gehen auseinander, ob die Tanna-Senke ihren Ursprung der Erosion, einer Verwerfung oder vulkanischer Ursache verdankt. Um näheren Aufschluß über die geologischen Bedingungen zu gewinnen, entschloß man sich im März 1924, vier Bohrungen mittels Diamantbohrer längs des Tunnels im Gebiet der Tanna-Senke in Angriff zu nehmen (Abb. 6).



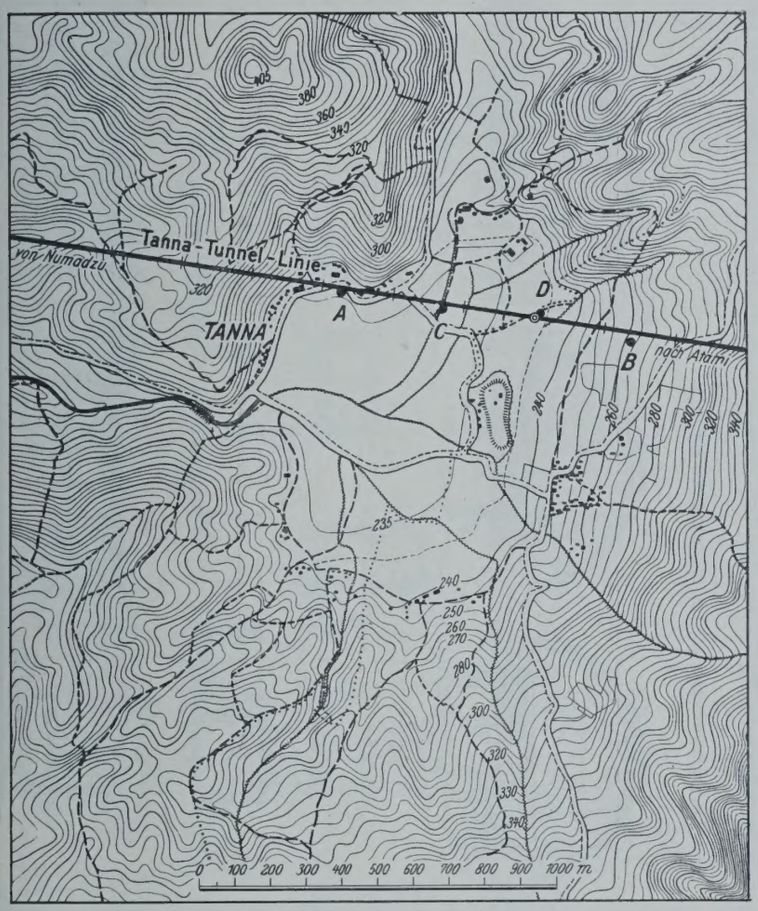


Abb. 4. Übersichtsplan der Tanna-Senke.

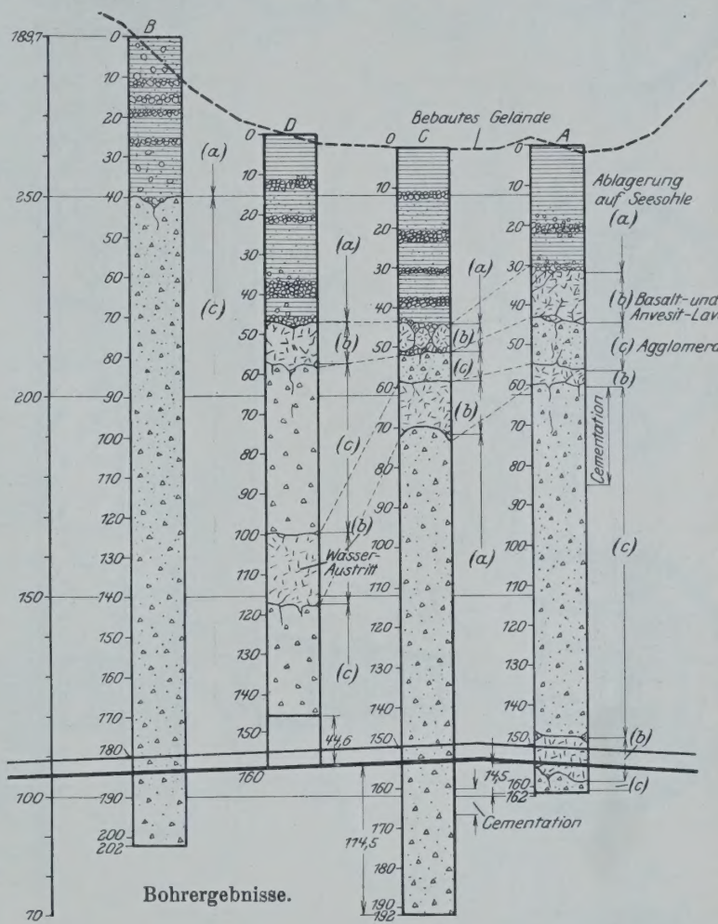


Abb. 5. Bohrungen in der Tanna-Senke.

In drei Bohrlöchern fand man bis zu etwa 40 m Tiefe Ablagerungen eines ehemaligen Seebeckens, darunter eine etwa 10 m starke Lavaschicht von Basalt-Andesit sehr weicher und poröser Beschaffenheit; darunter kommen feste Agglomerate aus vulkanischer Asche und grobem Kies, zum Teil mit Tonnestern. Einem der Bohrlöcher entströmte, als man 130 m tief gebohrt hatte, das Wasser plötzlich mit 2,5 at Überdruck (Abb. 7). Man nimmt an, daß an der Stelle, wo der in Abb. 4 angedeutete Lavagang den

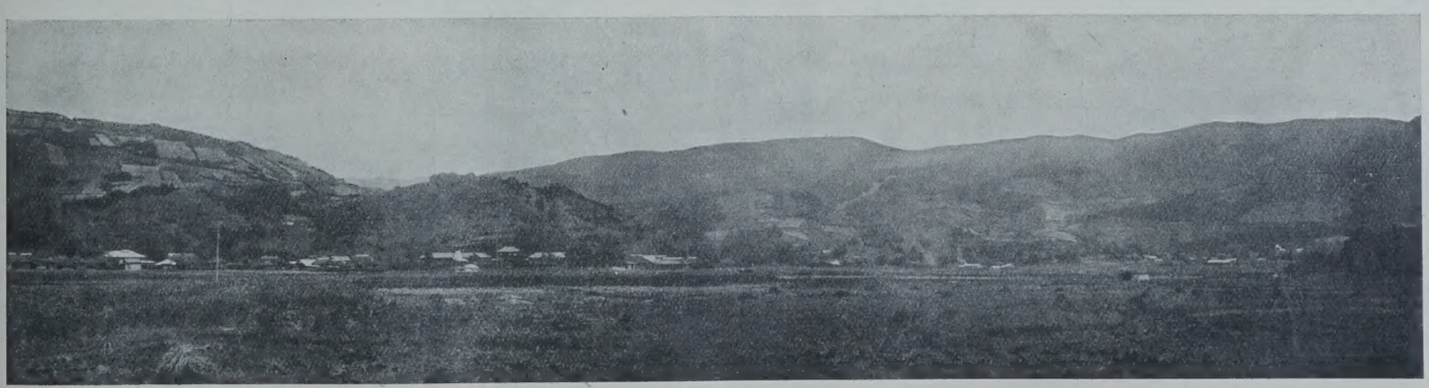


Abb. 6. Bohrungen in der Tanna-Senke.

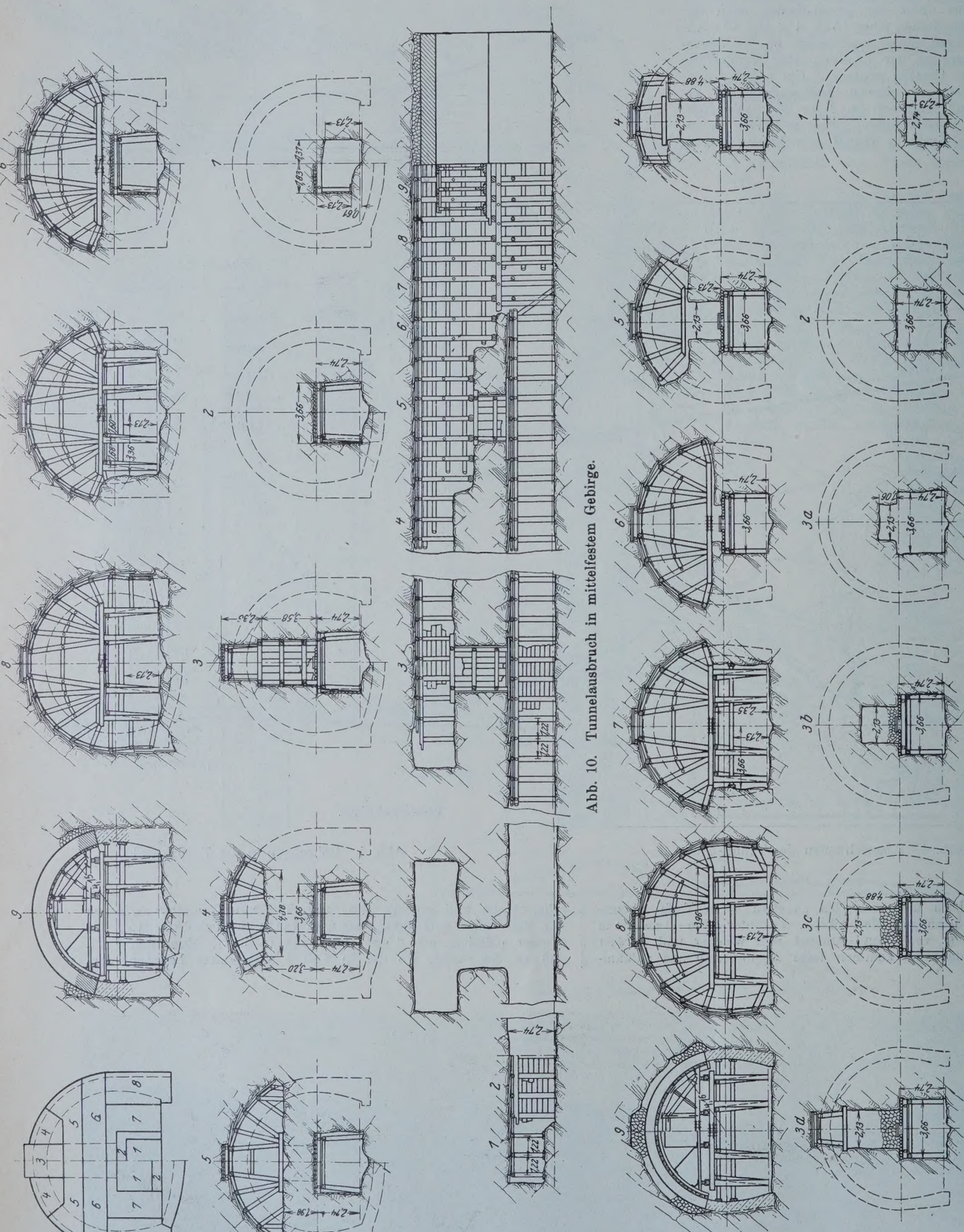


Abb. 10. Tunnelausbruch in mittelfestem Gebirge.

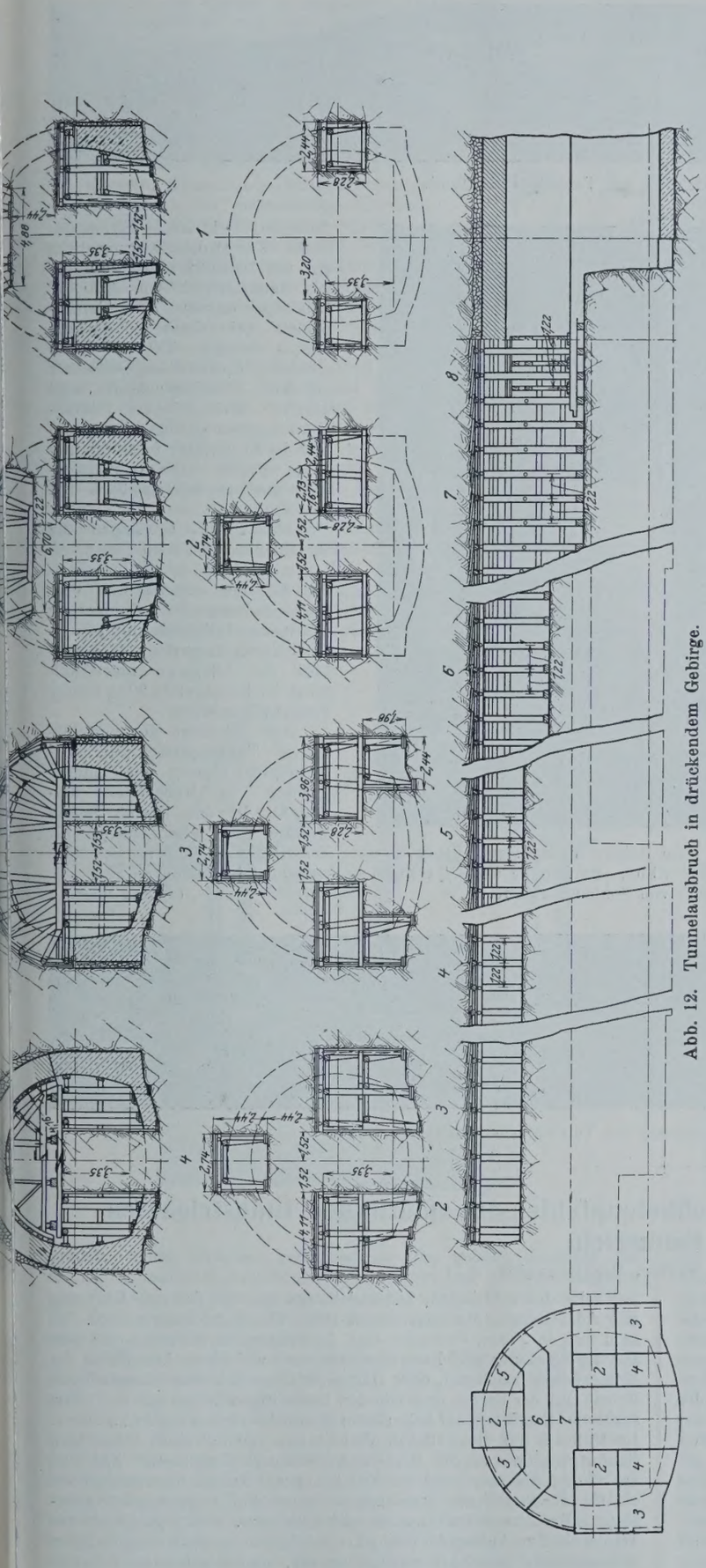


Abb. 12. Tunnelausbruch in drückendem Gebirge.

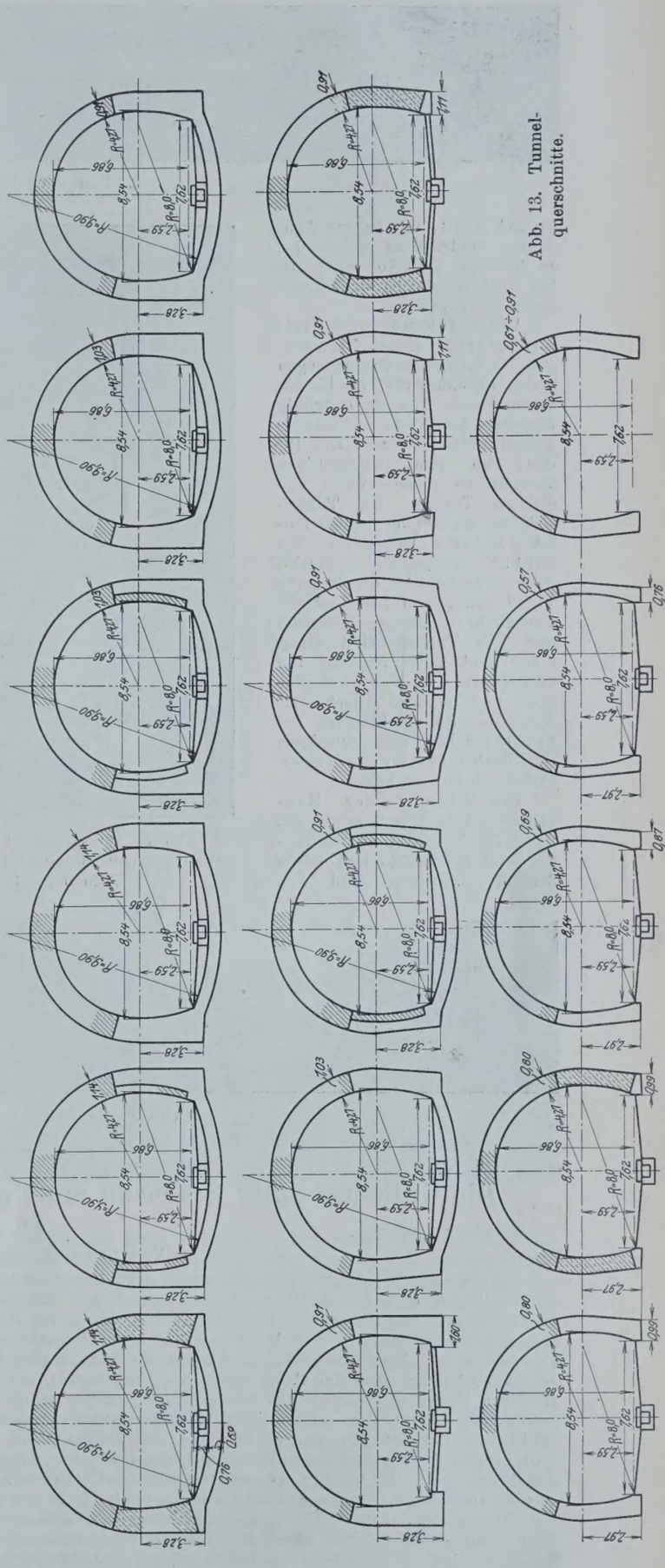


Abb. 13. Tunnelquerschnitte.

Abb. 8. Baustelleneinrichtung am Tunnelportal Atami.

Tunnel kreuzt, mit nahezu 20 at Wasserüberdruck zu rechnen ist, so daß man dort vor einer bisher wohl ungelösten Bauaufgabe stehen dürfte.

Linienführung und Steigungsverhältnisse. Nach einigen Vergleichsuntersuchungen wurde im Jahre 1917 die Linienführung des Tunnels endgültig festgelegt. Aus Wirtschaftlichkeitsgründen entschied man sich für den Bau eines zweigleisigen Tunnels an Stelle zweier eingleisiger Tunnel. Die Tunnelsteigung wurde von beiden Portalen aus zur Tunnelmitte hin mit 1 : 440 vorgesehen, jedoch wird man voraussichtlich die Steigung 1 : 440 von Atami her über die Tunnelmitte hinaus fortsetzen und den Tunnelscheitel etwas höher und nach Numazu hin verschieben, um so auf der noch unvollendeten Strecke der Numazu-Seite die Steigung auf 1 : 300 erhöhen und günstigere Gefällverhältnisse für den Wasserabfluß schaffen zu können.

Einrichtung der Baustelle. Abb. 8 u. 9 zeigen die Baustelleneinrichtungen am Tunnelportal Atami. Zum Antriebe der Baumaschinen wird fast

Abb. 7. Wasseraustritt beim Bohren in der Tanna-Senke. Höhe der Wassersäule ungefähr 7 Fuß. Entfernung des $1^1/_2$ zölligen Bohrrohres 130 m von Sohlenoberkante.

durchweg elektrischer Strom benutzt. Zur Stromerzeugung dient ein mit Dampfturbinen betriebenes Baukraftwerk von 3000 kW Leistung unweit des Tunnelportals bei Numazu; darüber hinaus werden 750 kW von einer Elektrizitätsgesellschaft geliefert. Die Druckluft wird durch drei Ingersoll-Randkompressoren erzeugt, je 200 PS und je 25 m³/Min. Leistung und 11 at Druck. Die Gesteinbohrung geschah ausschließlich mit Druckluft.

Abb. 10 bis 12 zeigen die verschiedenen im mittelfesten, im besonders festen und im drückenden Gebirge angewandten Vortriebsarbeiten. Die Zimmerung wurde ausschließlich mit japanischer Kiefer ausgeführt, die gegenüber der billigeren amerikanischen Kiefer ungefähr 20 % höhere Festigkeit aufweist.

Abb. 13 zeigt die verschiedenen Tunnelquerschnitte. Ursprünglich wurden die Tunnelgewölbe in Mauerwerk hergestellt. In den letzten Jahren wandte man aber sowohl für Widerlager als auch für Gewölbe ausschließlich Beton an.

(Schluß folgt.)

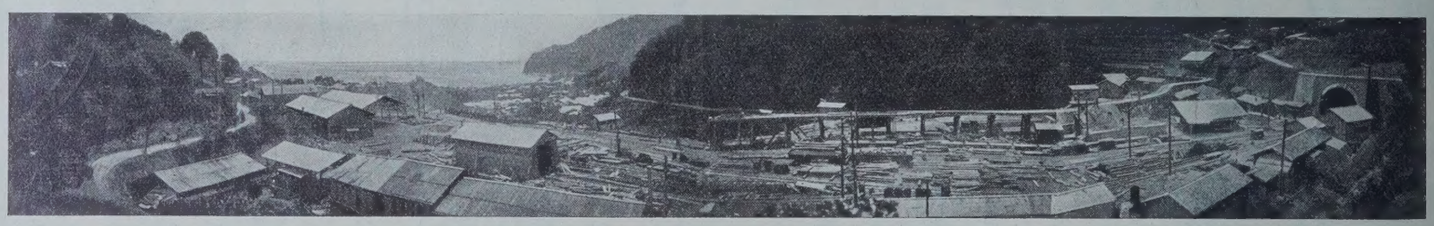


Abb. 9. Baustelleneinrichtung am Tunnelportal Atami.

Die Gründung einer Kranbahn mit Preßbetonpfählen im städtischen Industriehafen zu Emmerich.

Alle Rechte vorbehalten.

Vom Beigeordneten Kayser, Reg.-Baumeister a. D.

Bei der Stadt Emmerich liegen zwei Häfen, der fiskalische Schutz- und Zollhafen und der städtische Industriehafen. Der fiskalische Hafen dient in der Hauptsache zum Schutze der Schiffe bei Hochwasser und Eisgefahr. Doch befindet sich dort auch eine städtische Ladebühne mit Kran für den Umschlagverkehr. Am städtischen Industriehafen hat sich eine Reihe von Firmen angesiedelt, die die für ihren Umschlag erforderlichen Umschlageinrichtungen selbst angelegt haben. Die dem allgemeinen Umschlagverkehr dienenden städtischen Einrichtungen genügen so wenig, daß die Stadt sich gezwungen sah, weitere Umschlagmittel zu beschaffen. Für solche Anlagen des allgemeinen Verkehrs eignete sich nach eingehenden Untersuchungen nur die Landzunge zwischen den beiden Häfen (Abb. 1), da sich nur dort Transportmittel nebst Schuppen mit gleichzeitigem Wasser- und Eisenbahnanschluß errichten ließen. Die Stadtverordnetenversammlung beschloß daher im November 1924, dort eine Kranbahnanlage für zwei Krane und einen Schuppen mit den nötigen Eisenbahngleisen errichten zu lassen. Vorgesehen wurden 6-t-Krane. Die Landzunge besitzt nach der Seite des städtischen Industriehafens eine gepflasterte Böschung mit einer Berme, die ungefähr in Höhe des Mittelwassers liegt. Es kam nun in Frage, entweder eine Ladebühne zu errichten, die sich auf die Böschung und Berme stützte, und auf dieser Ladebühne die Krane fahren zu lassen, oder Halbportalkrane mit den wasserseitigen Beinen auf der Berme und mit den landseitigen Enden auf der Oberkante der Böschung auf besonderen Kranbahnträgern laufen zu lassen. Im Hinblick auf die örtlichen Verhältnisse und auf einen schnelleren Baufortgang wurde die letztere Ausführung beschlossen. Zur Zeit der Beschlußfassung über die Errichtung der Anlage herrschte gerade ein für die betreffende Jahreszeit außergewöhnlich günstiger Wasserstand. Um diesen zu benutzen und anderseits, weil gegen Ende des Winters und zu Anfang des Frühjahrs im allgemeinen nicht mit günstigem Wasserstande gerechnet werden konnte, mußte mit den Arbeiten sofort begonnen werden. Der Untergrund der Berme wurde durch Probebohrungen festgestellt und durch Probebelastungen auf seine Tragfähigkeit untersucht. Infolge der örtlichen Verhältnisse war die

Konstruktion des Kranes so vorgesehen, daß das Schwergewicht auf die wasserseitige Kranbahn übertragen wurde. Auf der wasserseitigen Kranbahn ruht also das Hauptgewicht, und sie ist stärker der Wirkung der wechselnden Last und der Bremskräfte ausgesetzt als die landseitige Schienenbahn. Da einzelne Stellen tonigen Untergrund über festgelagerten Kiesschichten und andere über den festgelagerten Kiesschichten Fließsandschichten zeigten, mußte der wasserseitige Kranbahnträger eine sorgsame Fundierung erhalten, zumal sich auch an anderen Stellen bei früher fertiggestellten Hafenbauten (Ladebühne auf Berme und Böschung) später Senkungen des Untergrundes gezeigt hatten. Für die Fundierung kamen Eisenbeton-, Ramm- oder Preßbeton-Pfähle in Betracht. Von Eisenbeton-Rammpfählen wurde abgesehen, weil sie erst noch hätten hergestellt werden und erhärten müssen. Da ferner bei den vielen in Frage kommenden Pfählen die erforderliche Länge im voraus nicht zu bestimmen war, wäre einerseits damit zu rechnen gewesen, daß zu hoch stehengebliebene Rammpfähle hätten gekappt (Zeitverlust!), anderseits vielleicht Pfähle hätten verlängert werden müssen. So fiel die Wahl auf eine Fundierung des wasserseitigen Kranbahnträgers durch Preßbetonpfähle.

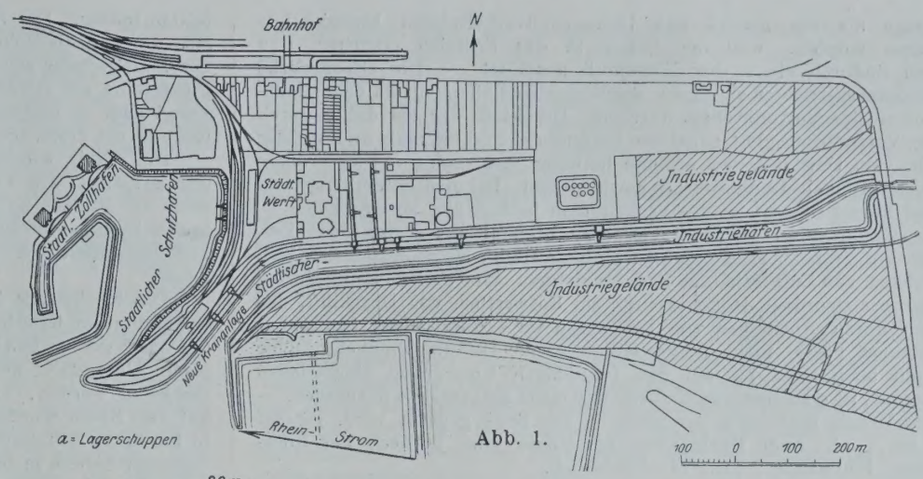


Abb. 1.

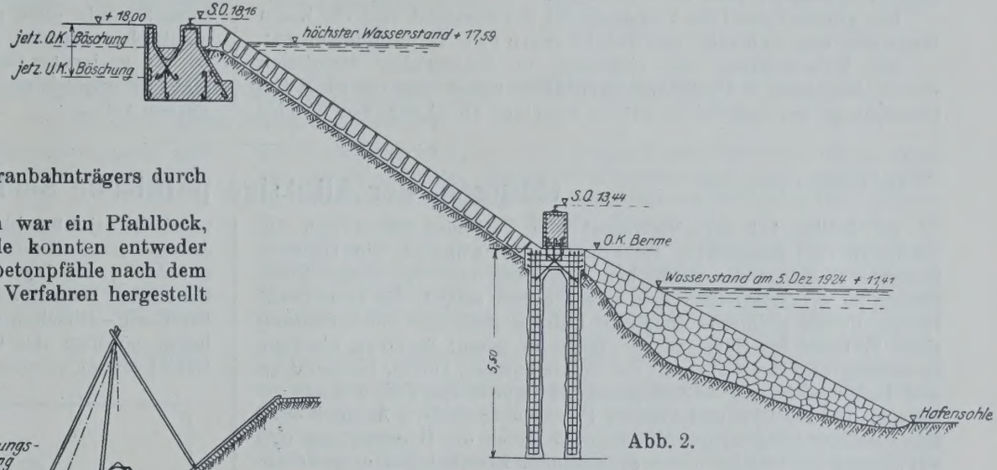
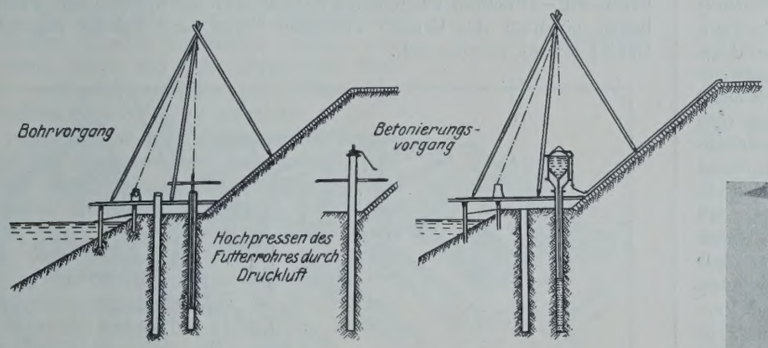


Abb. 2.

Die Kranbahn ist rd. 80 m lang, alle 5 m war ein Pfahlbock, gemäß Abb. 2 vorgesehen. Die Preßbetonpfähle konnten entweder als Wolfsholzsche Preßbetonpfähle oder als Preßbetonpfähle nach dem dem Oberingenieur Eugen Fischer patentierten Verfahren hergestellt



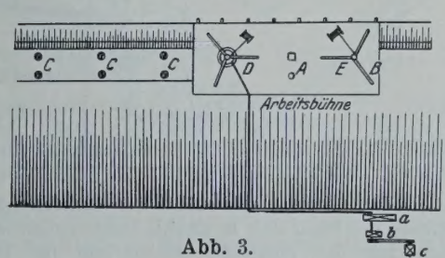


Abb. 3.

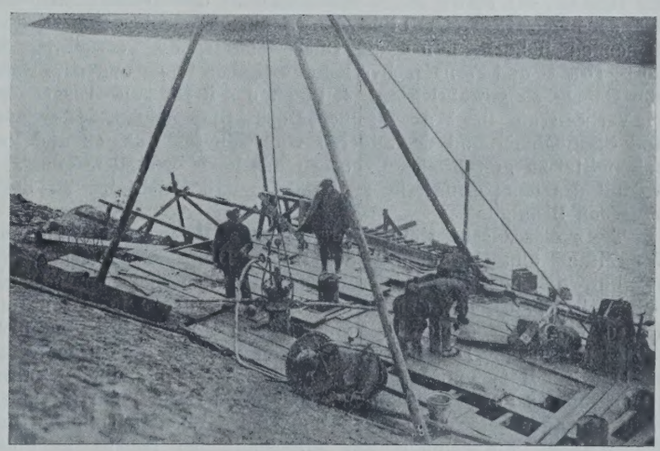


Abb. 4.

werden. Beide Verfahren gewährleisten eine genaue Kenntnis der zu durchfahrenden Bodenschichten und versprachen somit die Möglichkeit, die Länge der Pfähle genau nach dem Bodenergebnis zu bemessen. Von der Anwendung des Wolfsholzschen Verfahrens wurde aus verschiedenen Gründen abgesehen.

Das Verfahren der Fischerschen Preßbetonpfahlgründung, das von der Firma Eisenbetonbau Hock & Co., Köln, Aachener Straße, ausgeführt wird, ist im wesentlichen folgendes:

Auf bekannte Art werden Vortreibrohre, luftdicht aufeinandergeschraubte Mannesmannrohre, herabgebracht und aus den Rohren der Boden herausgeschafft; dabei ergibt sich die genaue Kenntnis der durchfahrenen Bodenschichten. Die Vortreibrohre werden auf die jeweilig erforderliche Tiefe heruntergebracht, dann die fertige Pfahlbewehrung und ein Wasserableitungsrohr eingebracht und ein Betonierkessel (Patent Fischer) aufgesetzt. An den Betonierkessel wird eine Druckleitung angeschlossen, die in das Innere des Vortreibrohres Zugang hat und in Verbindung steht mit einer Absperrvorrichtung für die in Füllbereitschaft gehaltene Betonmenge. Nachdem das im Vortreibrohr befindliche Wasser mittels Druckluft herausgetrieben ist, wird der Beton meist durch Rutschen in den Kessel gebracht, dann der Kessel geschlossen und der Beton unter fortwährender Wasserhaltung und unter dem der Bodenart entsprechenden Druck eingebracht. Lange und enge Schlauchleitungen und Rohrstränge braucht der Beton also nicht zu durchstreifen. Es wird soviel Beton eingefüllt, wie das Bohrrohr bezw. der Boden unter dem Bohrrohr faßt. Der Betonkessel erhält also gegebenenfalls mehrere Füllungen hintereinander. Nachdem das Bohrrohr so gefüllt ist, daß weiterer Beton nicht aufgenommen werden kann, wird der Betonkessel abgeschraubt und eine Druckplatte auf das Bohrrohr aufgeschraubt. Dann drückt man durch den Druckkessel Luft in die Vortreibrohre auf den Beton. Diese Luft übt nun, da der Beton nicht mehr tiefer in das mit Beton gesättigte Erdreich eindringen kann, gegen den jetzigen Abschluß des Vortreibrohres Druck aus und treibt den Abschluß hoch (Abb. 3 obere Reihe, mittlere Skizze und Abb. 4).

Die nach dem vorstehend erläuterten Preßbetonverfahren hergestellten Eisenbetonpfähle sind fähig, bis zu 40 t je Pfahl zu tragen.

Zu beachten ist, daß infolge der Verwendung der Preßluft die Pfähle je nach der Bodenbeschaffenheit eine um 30 bis 50 cm größere

Länge als die gemäß den Untergrundverhältnissen beabsichtigte haben werden, weil der Beton in das Erdreich eindringt und sich dadurch ein rauher Klumpfuß ausbildet. — Die erforderliche Betonmasse richtet sich nach der Bodenbeschaffenheit, da beim Hochtreiben des Vortreibrohres durch die Druckluft der bis dahin durch das Vortreibrohr glatt gehaltene Umfang des Pfahles rauh und wulstig wird, ein Umstand, der erhöhte Reibung und damit um so größere Standfestigkeit des Bauwerkes gewährleistet. Bei unsicherem Baugrund und kurzer Bauzeit ist das Verfahren in jeder Weise zu empfehlen.

Gegen das verwendete Verfahren bestand zuerst das Bedenken, daß ein großer Verlust an Druckluft auftreten könne durch das Entweichen von Luft durch die Bodenschichten. Eine genaue Beobachtung wurde angeordnet, jedoch konnte ein Entweichen von Druckluft, das sich durch Aufsteigen von Luftblasen im Wasser leicht bemerkbar gemacht hätte, nicht festgestellt werden. Da die Preßbetonpfähle wohl auch stets bis auf den tragfähigen Untergrund eingetrieben werden, ist eine derartige Befürchtung meist als grundlos anzusehen. — Der Druck, unter dem der Beton in das Rohr gepreßt wird, beträgt 3 bis 4 at. Zum Hochtreiben der Rohre sind je nach der Rohr- bezw. Pfahllänge 2 bis 8 at erforderlich.

Ein großer Vorteil des Verfahrens ist der Umstand, daß der Beton lange und enge Schlauch- und Rohrleitungen nicht zu durchlaufen hat.

Zur Unterstützung der Kranbahn im Emmericher Stadthafen wurden insgesamt 37 Pfähle von 30 cm Durchmesser und von rd. 202 m Gesamtlänge herabgetrieben, die im einzelnen eine Länge von 5,00 bis 8,50 m hatten. Der Boden bestand meist aus recht fettem Klei, der sich dicht an die Rohre und den Bohrer anheftete, so daß das Reinigen des Bohrers sehr zeitraubend und des öfteren zum Hochtreiben der Futterrohre ein starker Druck erforderlich war. Bei sandigem Untergrund kam es einigemale vor, daß die Futterrohre mit blitzartigem Ruck in die Höhe schnellten.

Die Pfähle wurden durch eine Kopfplatte zu Böcken verbunden und auf diese, wie Abb. 2 zeigt, der Kranbahnträger aus Eisenbeton samt der Schiene aufgesetzt. Der landseitige Kranbahnträger ist ein breiter Eisenbetonträger, der nur einen Druck von 0,5 kg/cm² auf den Erdboden überträgt. Mit diesem Kranbalken verbunden ist der Kabelkanal.

Das Fischersche Preßbetonverfahren hat bei der Anwendung zur Gründung der Kranbahn im städtischen Industriehafen zu Emmerich den daran geknüpften Erwartungen entsprochen. Der Untergrund wurde genau klargestellt, und die Länge der Pfähle konnte ohne Mühe genau bemessen werden, und trotz dreier unerwarteter Hochwasserwellen auf dem Rhein wurde die Anlage der Kranbahn nebst ihrer Gründung in kürzester Zeit fertig. — An einer Stelle zeigte sich, nachdem das Bohrrohr bereits mehrere Meter heruntergetrieben war, ein Felsblock. Darauf wurde ohne viel Mühe und ohne viel Zeitverlust das Betonpfahljoch neben den Felsblock gesetzt.

An geeigneter Stelle, in der Nähe der Kranbahn, ist ein Probepfahl niedergetrieben, der gelegentlich zur Untersuchung ausgegraben werden soll.

Alle Rechte vorbehalten.

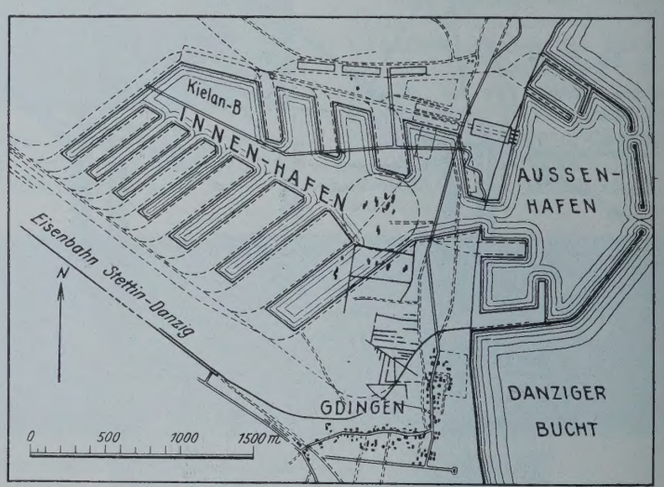
Gdingen, der künftige polnische Seehafen.[1]

Im Artikel 104 des „Vertrages“ von Versailles haben sich die „alliierten und assoziierten Hauptmächte“ verpflichtet, ein Übereinkommen zwischen der polnischen Regierung und der Freien Stadt Danzig zu vermitteln, das den Zweck haben soll, 1. die Freie Stadt Danzig in das polnische Zollgebiet aufzunehmen und die Errichtung einer Freizone im Hafen in die Wege zu leiten; 2. Polen die freie Benutzung und den Gebrauch der Wasserstraßen, Docks, Binnenhäfen und Ladestraßen und der sonstigen im Gebiete der Freien Stadt belegenen, für die Ein- und Ausfuhr Polens notwendigen Anlagen ohne jede Einschränkung zu gewährleisten; 3. Polen die Überwachung und Verwaltung der Weichsel sowie des gesamten Eisenbahnnetzes innerhalb der Grenzen der Freien Stadt, mit Ausnahme der Straßenbahnen und der sonstigen in erster Linie den Bedürfnissen der Freien Stadt dienenden Bahnen, ferner die Überwachung und Verwaltung des Post-, Draht- und Fernsprechverkehrs zwischen Polen und dem Hafen von Danzig zu gewährleisten; 4. Polen das Recht zum Ausbau und zur Verbesserung der Wasserstraßen, Docks, Binnenhäfen, Ladestraßen und Eisenbahnen und der anderen vorerwähnten Anlagen und Verkehrsmittel zu gewährleisten, ebenso das Recht zur Miete oder zum Ankauf des dazu erforderlichen Geländes und Eigentums zu angemessenen Bedingungen.

Trotz dieser sehr weitgehenden Rechte Polens auf Benutzung, Verwaltung und Erweiterung des Hafens Danzig, von denen, wie bekannt, die polnische Regierung bereits wiederholt übermäßigen Gebrauch gemacht hat, scheint man in Polen mit der in Ausführung der vorstehend genannten Bestimmungen getroffenen Regelung nicht zufrieden zu sein. Das Bestreben, Polen von der Inanspruchnahme des Danziger Hafens unabhängig zu machen, ist unverkennbar. Zudem glaubt man in Polen anscheinend, daß der jetzige Hafen in Danzig nicht imstande sein würde, den infolge des Wiederaufblühens und der weiteren Entwicklung des wirtschaftlichen Lebens in Polen wachsenden Verkehr aufzunehmen.

Demzufolge hat sich die polnische Regierung bereits vor längerer Zeit entschlossen, an der Ostseeküste, etwa 15 km nordwestlich von Danzig, bei dem Orte Gdingen, einen polnischen Seehafen zu erbauen, dessen von dem polnischen Ingenieur M. Wenda herrührender Plan in der beigefügten Abbildung[2]) wiedergegeben ist. Der Entwurf sieht einen Außenhafen mit einer Fläche von 130 ha vor, der seewärts durch Molen und Wellenbrecher in einer Gesamtlänge von etwa 3600 m geschützt ist, daneben einen Binnenhafen von 43 ha Fläche, der in einem Moorgebiet, dem Gdinger Bruch, zu erbauen ist. Es ist geplant, den Torf zu beseitigen und die etwa 110 ha große Fläche mit Sand wieder aufzuhöhen. Die Länge der geplanten Ufermauern beträgt etwa 4300 m, vor denen auf eine Strecke von 1500 m eine Wassertiefe von 8 m hergestellt werden soll, während im übrigen eine Wassertiefe von 10 m geplant ist.

Die landwärtige An- und Abfuhr der Güter geschieht zunächst durch ein Anschlußgleis an die Eisenbahn Stettin—Danzig und von dort weiter über Dirschau—Bromberg. Vor kurzem hat jedoch der polnische Sejm beschlossen, Gdingen mit Bromberg durch eine in drei Jahren herzustellende Eisenbahn zu verbinden. Dieser Beschluß kann nur dahin ausgelegt werden, daß die Durchfuhr der Güter durch die Freie Stadt Danzig vermieden und daß eine von der Eisenbahnstrecke Bromberg—Dirschau ausgehende Bahnstrecke auf polnischem, westlich bezw. nördlich der Grenze zwischen Polen und Danzig liegendem Gebiet erbaut werden soll.



Die Kosten des Hafens einschließlich der Entfernung des Torfs und der Ausfüllung mit Sand sind zu 35 Mill. Goldfranken veranschlagt. Die Ausführung hat das polnische Ministerium für Handel und Gewerbe einem Konsortium übertragen. Dieses besteht aus einer polnischen Gruppe und mehreren französischen Firmen, von denen Schneider & Co. (le Creusot) besonders bekannt ist. Das Konsortium hat die Ausführung der Arbeiten an die dänische Firma Hojgaard & Schultz in Kopenhagen weitervergeben. Als Bauzeit sind $6^1/_2$ Jahre vorgesehen. Von den Bauten sind bislang 600 m der Südmole des Hafens (1923) und ein Teil der Nordmole in einer Länge von 250 m (August—Dezember 1924) hergestellt worden.

Über den Zustand des Hafens zu Anfang dieses Jahres und seine Aussichten äußert sich ein englischer Berichterstatter folgendermaßen:

„Die Möglichkeiten zum Löschen und Laden sind unzureichend, so daß jeweils nur ein Schiff bequem arbeiten kann. Die Fahrzeuge liegen längsseits an einem langen Pier, der sich von der Küste aus bis zu einem Wellenbrecher erstreckt, dessen Richtung mit der des Piers einen Winkel von 45° bildet. In dieser Ecke liegt meistens ein polnischer Kleiner Kreuzer. Dies ist der einzige sichere Punkt im Hafen. Bei Sturm aus jeder Richtung zwischen Süden über Osten bis Ost-Nord-Ost ist es für die Schiffe besser, den Pier zu verlassen und zu ankern, bis besseres Wetter herrscht. Die Gesamtzahl der den Hafen anlaufenden Schiffe beläuft sich auf etwa fünf im Monat.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 31, S. 432.

[2]) S. „The Dock and Harbour Authority“, London, Bd. V, Nr. 53.

Die geplanten Verbesserungen sind sehr umfangreich. Sollte die finanzielle Lage Polens die Ausführung des Entwurfs gestatten, so besteht die Möglichkeit, daß Gdingen sich zu einem Hafen von erheblicher Bedeutung entwickelt und einen wesentlichen Teil des sich jetzt im Hafen von Danzig abspielenden Verkehrs an sich zieht. Jedoch kann der Hafen augenblicklich ernstlich als brauchbarer Handelsplatz nicht betrachtet werden. Seine Aussichten hängen ausschließlich von den der Hafenverwaltung zur Ausführung ihrer ehrgeizigen Pläne zur Verfügung stehenden Mitteln ab."

Dieser gewiß unvoreingenommenen Beurteilung der Sachlage wird man sich nur anschließen können. Nimmt man hinzu, daß Polen auf der einen Seite erhebliche Geldmittel auf den Bau des Hafens und der Eisenbahn verwendet, während auf der anderen Seite dauernde Klagen über die mangelnde, die Schiffahrt beeinträchtigende Unterhaltung der Strombauwerke auf der ehemals preußischen Strecke der Weichsel kommen, so gewinnt es den Anschein, als ob Polen sich von der Inanspruchnahme der Danziger Hafen- und Eisenbahnanlagen vollständig freimachen wolle. Hieran ändert auch der seinem Ende zugehende Bau eines Munitionshafens auf der Westerplatte kurz innerhalb der Einfahrt zu dem Danziger Hafen nichts, da das neue Becken wohl mehr als Übergangsanlage anzusehen ist. — Da aber die Herstellung eines Hafens mit der zugehörigen Verbindungsbahn zum Erzeuger- bezw. Verbrauchsgebiet noch in keiner Weise dazu ausreicht, um dem Hafen den gewünschten Verkehr zuzuführen, sofern nicht gleichzeitig für Niederlassungen der Kaufmannschaft und des Transportgewerbes, Arbeitersiedlungen usw. gesorgt wird, dürfte bis zu der Verwirklichung der polnischen Pläne noch einige Zeit vergehen. Immerhin besteht die Gefahr, daß Danzig infolge der bis jetzt noch etwas gewagt erscheinenden polnischen Verkehrspolitik im Laufe der Zeit eines großen Teils seines umfangreichen natürlichen Hinterlandes beraubt wird.

Die Zukunft wird zeigen müssen, ob der Vorteil, der Danzig durch die sich hieraus von selbst ergebende Bedeutungslosigkeit der eingangs erwähnten lähmenden Bestimmungen des „Vertrages" von Versailles erwächst, die durch Abwanderung des sich jetzt im Hafen von Danzig abwickelnden Verkehrs entstehenden Nachteile aufwiegt. Jedenfalls wird man im Interesse der Freien Stadt Danzig auch in Deutschland die weitere Entwicklung der polnischen Pläne mit Aufmerksamkeit verfolgen müssen. —dt.

Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Herm. Craemer**, Düsseldorf.

Bei Untersuchung von massiven sowie Winkelstützmauern wird häufig außer den Bodenpressungen noch der sogenannte Kippsicherheitsgrad nach der Formel

$$(1) \qquad n = \frac{vV}{hH} = \frac{\text{Stabilitätsmoment}}{\text{Umsturzmoment}}$$

ermittelt, wo V die Mittelkraft aus Mauer- und Erdgewicht und gegebenenfalls lotrechter Seitenkraft des Erddrucks und H der wagerechte Erddruck ist. Ich will zunächst den Widersinn dieses Verfahrens zeigen und weiterhin dann auf die wirklichen statischen und stoffkundlichen Grundlagen der Sicherheit gegen Kippen eingehen.

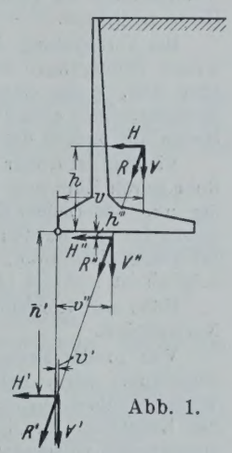


Abb. 1.

Nach einem grundlegenden, wichtigen Satze der Mechanik darf man jedem Kraftsystem zwei gleiche, aber entgegengesetzt drehende Momente hinzufügen, ohne den durch das System bedingten Zustand der Ruhe oder gleichmäßig beschleunigten Bewegung zu ändern. Man kann also den rechtsdrehenden Momenten im Zähler und den linksdrehenden im Nenner ein beliebig großes M_0 hinzufügen und aus

$$(2) \qquad n = \frac{M_0 + vV}{M_0 + hH}$$

jedes gewünschte n durch geeignete Wahl von M_0 nachweisen.

Noch deutlicher wird das Irreführende der Gl. 1 bei zeichnerischer Untersuchung. Statt der Kräfte V und H darf man die Wirkung der Mittelkraft R auf die Mauer betrachten und zu diesem Zwecke R, ebenfalls nach einem der allerersten Lehrsätze, an einer beliebigen Stelle wieder in H und V spalten und erhält so für die nach angezogenem Satze statisch völlig gleichwertigen Kraftgruppen R, R' und R'' verschiedene Sicherheitsgrade, nämlich z. B.

$$(3) \qquad n = \frac{v'V}{h'H} = 0 \quad \text{oder}$$

$$(4) \qquad n = \frac{v''V}{h''H} = \infty.$$

Diese Bestimmung der Kippsicherheit ist ebenso unlogisch, wie wenn man die Bruchsicherheit des Querschnitts A in Feldmitte des Balkens Abb. 2, ohne sich an dessen Abmessungen überhaupt zu kehren, etwa wie folgt ermitteln wollte: Moment aus Belastung der Kragarme: — 30 mt, desgl. aus Belastung des Mittelfeldes + 10 mt, also Sicherheit

$$n = \frac{30}{10} = 3.$$

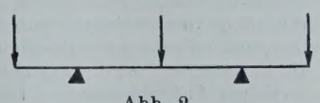


Abb. 2.

Um nun an Stelle des vorstehenden, den Grundlehren der Statik widersprechenden Verfahrens zu einer zutreffenden Beurteilung der Kippgefahr zu gelangen, wollen wir uns kurz den Gang der statischen Untersuchung, wie er mit geringen Abwandlungen für die meisten Bauwerke gültig ist, sowie das Wesen des Sicherheitsgrades vergegenwärtigen. Aus den gegebenen Lasten werden zunächst auf Grund der drei Gleichgewichtsbedingungen und gegebenenfalls der Elastizitätsbedingungen die unbekannten Auflagerkräfte, alsdann für einige besonders gefährdete Schnittstellen des Bauwerks die Resultierende der auf sie einwirkenden Kräfte und hieraus die im Schnitt herrschenden Spannungen abgeleitet. Erst nachdem man so auf das Urphänomen der Spannung zurückgegangen ist, kann man über Bestehen oder Bruch und über die Sicherheit etwas aussagen. Unter Sicherheit verstehen wir nun den Quotienten $\frac{\text{Aufnahmefähigkeit}}{\text{Beanspruchung}}$, wobei die Aufnahmefähigkeit im allgemeinen durch die Bruchspannung oder aber diejenige Spannung gegeben ist, bei der unzulässig große Formänderungen eintreten; ergeben sich an verschiedenen Stellen des Bauwerks für diesen Bruch verschiedene Werte, so ist der kleinste davon maßgebend.

Hiermit ist die Untersuchung erledigt, es sei denn, daß die unter der Belastung auftretenden Formänderungen und sonstigen Bewegungen des Bauwerks so groß sind, daß sie eine Änderung in der Kräfteverteilung bewirken und eine besondere Betrachtung erforderlich machen (wie z. B. sehr flache Bogenträger).

Wenden wir vorstehende Grundsätze auf die Untersuchung von Stützmauern an, so erkennen wir, daß zunächst mittels der drei Gleichgewichtsbedingungen aus den auf das Bauwerk wirkenden äußeren Kräften die normal zur Sohlenfuge wirkenden Spannungen, die Bodenpressungen zu bestimmen sind (die tangential, in der Fuge selbst wirksamen Gleitkräfte dürfen hier außer Betracht bleiben). Die weitere Untersuchung der Sohlenfuge hat sich, da deren Zerstörung durch Bruch nicht möglich ist und infolgedessen eine Bruchspannung nicht angegeben werden kann, auf die Formänderungen zu stützen.

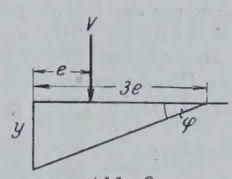


Abb. 3.

Unter der Belastung erleidet nämlich der Boden eine Zusammenpressung, die man ungefähr proportional den Bodenpressungen setzen kann

$$(5) \qquad y = \frac{\sigma}{E},$$

wo E die mit den Bodenarten zwischen etwa 5 und 25 kg/cm³ schwankende Bettungsziffer ist; zu großen Senkungen y beugt man durch Wahl einer Bodenpressung σ vor, die nicht überschritten werden darf. Während nun eine gleichmäßig verteilte Bodenreaktion nur eine ebenfalls gleichmäßige Setzung hervorruft, hat eine dreieckförmige Pressungsfigur eine auf der Vorderseite der Mauer stärkere Setzung zur Folge. Der Punkt an der Spitze des Pressungsdreiecks, wo $\sigma = 0$, bleibt dagegen in Ruhe, so daß die Sohle und damit die ganze Mauer eine Drehung um den kleinen Winkel

$$\varphi = \frac{y}{3e}$$

vollführt, der sich nach Gl. 5 zu

$$(6) \qquad \varphi = \frac{\sigma}{3eE} = \frac{V}{9e^2E}$$

errechnet, wo V die Summe aller lotrechten Kräfte ist.

Falls nun der Winkel φ zu groß wird, entsteht infolge der vergrößerten Neigung der Mauerrückenfläche ein ver-

mehrter Erddruck, hiermit bei gleichbleibendem V ein verkleinertes e, und laut Gl. 6 eine entsprechende weitere Neigung, alsdann erneute Vermehrung des Erddrucks, die schließlich zum Kippen der Mauer führt. Im allgemeinen ist aber, wie sich an jedem ausgeführten Beispiel nachrechnen läßt, die Drehung φ so klein (oft noch nicht 1 : 1000), daß eine Vermehrung des Erddrucks durchaus nicht in Frage kommt. Die Verhütung einer starken Senkung durch Auswahl einer geeigneten Größtpressung σ genügt demnach im allgemeinen vollständig zur sicheren Bemessung der Mauer.

Eine analytische Bedingung zur kippsicheren Bemessung von Mauern könnte unter Wahl eines als zulässig erachteten Drehwinkels φ etwa die Ungleichung

$$e \geq \sqrt{\frac{V}{9\,\varphi\,E}}$$

zum Ausgangspunkte nehmen; doch ist es nicht Zweck dieser Zeilen, eine solche aufzustellen. Die Gl. 1 aber hat jedenfalls mit Kippsicherheit nichts zu tun.

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Bedingungen für die Lieferung von Zementröhren.

Von Stadtoberbaurat Dr. Schubert, Gotha.

Bis vor kurzem gab es keine einheitlichen Bedingungen für die Lieferung von Zementröhren zu Stadtentwässerungsanlagen. Wohl bestanden Leitsätze für die Prüfung von Zementröhren und eine Anweisung über die Behandlung von Zementröhren beim Einladen in den Eisenbahnwagen, beim Ausladen, bei der Abfuhr und beim Heranschaffen zur Lager- bezw. Baustelle, auch hatte der Deutsche Betonverein eine Zusammenstellung über die Mindesttraglasten von Zementröhren herausgegeben[1]). Aber diese Bestimmungen waren nicht bei allen Bauverwaltungen eingeführt. Auch waren viele Auftraggeber zu vorsichtig und verschärften die Bestimmungen nach ihrer Ansicht auf Grund einseitiger, zum Teil zufällig gewonnener Erfahrungen.

Die vorhandenen Bestimmungen behandelten überdies nur einen Teil der Bedingungen, die bei Lieferung von Zementröhren gestellt werden müssen. Sie beschäftigten sich unter anderem nicht mit den Folgen für den Lieferer, wenn er den Vertrag nicht erfüllte, mit der allgemeinen Beschaffenheit der Röhren, mit der Abnahme und Gewährleistung. Sie waren daher nicht ausreichend, um eine einwandfreie Lieferung sicherzustellen. Der Auftraggeber mußte daher diese Punkte selbständig regeln. Er tat es meist einseitig, ohne daß der Lieferer mitwirkte. Das führte vielfach zu Bestimmungen, die den Lieferer schwer bedrückten, die über das Ziel hinausschossen und Reibungen zwischen Auftraggeber und Lieferer zur Folge hatten oder aber auch nicht ausreichten, um eine glatte Abwicklung der Lieferung zu gewährleisten.

Es bestand daher ein Bedürfnis nach einer Zusammenfassung und Vereinheitlichung der Bedingungen. Das veranlaßte im Jahre 1924 den Deutschen Betonverein, die Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte zu ersuchen, mit ihm zusammen einheitliche Liefervorschriften aufzustellen und sich für Einführung der in gemeinsamer Arbeit zwischen dieser Vertretung der Auftraggeber und jener der Lieferer zu gewinnenden Vorschriften einzusetzen. Die Vereinigung griff die Anregung auf ihrer Hauptversammlung in Münster am 16. September 1924 dankbar auf und entsandte ihrerseits als Vertreter Stadtoberbaurat Geißler in Duisburg und mich in den zu bildenden Arbeitsausschuß. Seitens des Deutschen Betonvereins traten in diesen Ausschuß sein Geschäftsführer Dr.-Ing. W. Petry und der Vorsitzende des Ausschusses für Betonwaren und Werkstein Direktor Arns ein.

Der Ausschuß nahm alsbald die Angelegenheit in Arbeit. Das Ergebnis wurde dann dem Vorstande der Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte und dem von Herrn Dr. Petry und Herrn Direktor Arns vertretenen Verbänden, insbesondere dem Ausschuß für Betonwaren und Werkstein zwecks Genehmigung unterbreitet, worauf die endgültige Fassung im August 1925 in Druck gegeben werden konnte.

Die neuen Bestimmungen tragen die Überschrift:

„Besondere Bedingungen für die Lieferung von Zementrohren (Kanalisationsrohre aus Beton DIN Bl. 1201 und Beiblatt) und von Brunnenringen (DIN Bl. 1202)."

Sie beschäftigen sich mit:

dem Gegenstande der Verdingung und Angebotsabgabe,
dem Verzeichnis der für das Angebot erforderlichen Angaben,
der Prüfung der Leistungsfähigkeit des Anbieters,
der Zuschlagserteilung,
der Ausführung der Lieferung und den Folgen bei Nichterfüllung des Vertrages,
dem Ein- und Ausladen der Rohre,
der Beschaffenheit der Rohre,
der Prüfung der Rohstoffe, der Mischungen, der Herstellung und der fertigen Rohre,
der Abnahme der Rohre, den Beanstandungen, den Ersatzansprüchen,
der Anwendung der Leitsätze des Deutschen Betonvereins für die Verlegungsarbeiten,
der Gewährleistung und dem Schadenersatz,
dem Schiedsgericht.

Als Anlagen sind ihnen beigegeben:

die Deutschen Industrienormen DIN 1201, Beiblatt zu DIN 1201 und DIN 1202, „Anweisung über die Behandlung von Zementrohren beim Einladen in den Eisenbahnwagen, beim Ausladen, bei der Abfuhr und beim Heranschaffen zur Lager- bezw. Baustelle", herausgegeben 1923 vom Bund der Deutschen Betonwerke und vom Deutschen Betonverein, „Leitsätze für die Prüfung von Zementrohren", herausgegeben 1909 vom Deutschen Betonverein, „Leitsätze für Ausführung von Zementrohrleitungen", herausgegeben 1906 vom Deutschen Betonverein. Im übrigen nehmen sie Bezug auf bekannte, im Buchhandel erhältliche Vorschriften allgemeiner Art.

Bemerkenswert dürften folgende Bestimmungen sein.

Die Bauverwaltung hat das Recht, die Angebotsmenge nur bis zu 5 % zu vermehren oder zu verringern, wenn nicht ein Anspruch auf besondere Entschädigung entstehen soll. Eine Änderung von 5 % in 10 % konnte die Vertretung der Städte nicht erreichen, weil die Lieferer darin im Hinblick auf das Schwanken der Löhne eine große Härte erblickten.

Bei Verzögerung der Lieferung ist der Auftraggeber unter gewissen Bedingungen wohl berechtigt, eine Verzugsbuße festzusetzen, aber nur, wenn eine Störung oder Unterbrechung in den Verlegungsarbeiten eintritt. Sie ist aber nicht berechtigt, die fehlende Menge auf Kosten des Lieferwerkes anderweitig zu beschaffen.

Vielfach ist früher die Bestimmung gestellt worden, daß auf jedem Rohr durch Eindruck in den noch weichen Beton der Anfertigungstag und das Lieferwerkzeichen angebracht sein mußte. Sie mußte fallengelassen werden, da ihre Durchführung auf die größten Schwierigkeiten stößt, ohne Beschädigung der frischen Rohre kaum möglich ist und die Lieferer schwer belastet.

Höhe und Richtung der Seiteneinlässe bestimmen sich nach dem Normenblatt.

Von großer Bedeutung ist, daß der Bauverwaltung das Recht eingeräumt wird, Belastungsproben der versandbereiten Rohre im Werk ausführen zu lassen. Das setzt natürlich voraus, daß die in den Leitsätzen für die Prüfung von Zementrohren vorgeschriebene Druckpresse vorhanden ist. Wenngleich heute viele Werke Zementrohre herstellen, ohne eine Druckpresse zu besitzen, so gibt die Vorschrift dem Auftraggeber insofern eine große Sicherheit, als er seine Rohre nur von mit Druckpresse ausgestatteten Werken zu beziehen braucht.

Die Abnahme der Rohre geschieht im Werk oder auf dem Eisenbahnwagen im Empfangsbahnhof. Etwa vorhandene Beschädigungen hat sich die Bauverwaltung vor dem Entladen der Eisenbahnwagen bahnseitig bescheinigen zu lassen.

Die Bauverwaltung hat die Pflicht, bei der Verlegung der Rohre die „Leitsätze für die Ausführung von Zementrohrleitungen" anzuwenden.

Streitigkeiten werden vor einem Schiedsgericht ausgetragen.

Soweit die Allgemeinen Vertragsbestimmungen etwas anderes festsetzen, haben die Vorschriften dieser Besonderen Bedingungen den Vorrang.

Der Vorstand der Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte hat es sich angelegen sein lassen, dem Deutschen Städtetag vorzuschlagen, den ihm angehörigen Städten die Einführung der neuen Besonderen Bedingungen zu empfehlen. Mit den neuen Bestimmungen wird manche früher vorhandene Unstimmigkeit zwischen Auftraggeber und Lieferer beseitigt. Sie schützen den einwandfreien Lieferer vor zweifelhaftem Wettbewerb und bieten den Bauverwaltungen Gewähr, einwandfrei beliefert zu werden. Die fertigen Druckstücke können von der Geschäftsstelle des Deutschen Betonvereins, Oberkassel (Siegkreis), bezogen werden.[2])

[1]) Vergl. „Betonkalender" 1926 I. Teil, S. 427.

[2]) 0,30 R.-M. mit Anlagen, 0,03 R.-M. ohne Anlagen.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. Oktober erschienene Heft 19 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Das Kölner Hochhaus. — Ingenieur Privatdozent P. Pasternak: Beiträge zum Ausbau der nomographischen Bemessungsmethoden. — Dr. Fritz Emperger: Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen aus Beton. — Ing. Alfred Bonhardi: Zur Frage der Berechnung und Ausführung von Eisenbetonschornsteinen. — Der Deckeneinsturz Mosse und die Fachwelt. — Ing. Artur Jul. Fahnauer: Unmittelbare Bemessung von Eisenbetonplatten. — Obering. Julius Sauer: Das Abschmelzschweißverfahren im Eisenbetonbau.

Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung (82 D 14,770), vom 25. September 1925, **betr. Berechnung eiserner Brücken.** Die Reichsbahndirektion Essen schlägt vor, um die sich aus der Schweißung der Schienenstöße ergebenden Vorteile schon jetzt bei den Neubauten eiserner Brücken der Klasse *N* nutzbar zu machen, bei der Berechnung von *N*-Brücken, auf denen bis zu drei Schienenlängen liegen, die Stoßziffern für geschweißte Schienenstöße anzunehmen. Die Reichsbahndirektion geht dabei von der zutreffenden Annahme aus, daß zur Zeit der tatsächlichen Einführung der *N*-Lasten die Frage einwandfreier Schweißung der Schienenstöße gelöst sein wird und dann die Schienenstöße auf eisernen Brücken grundsätzlich geschweißt werden.

Wir treten dem Vorschlage der Reichsbahndirektion Essen bei und ersuchen, künftig alle *N*-Brücken unter Zugrundelegung der Stoßziffern für geschweißte Schienenstöße zu berechnen. Auf der ersten Seite der Brückenbücher so berechneter Brücken ist in rot der Vermerk zu machen:

„Die Berechnung ist unter der Annahme geschweißter Schienenstöße durchgeführt. Vor tatsächlicher Belastung der Brücke mit *N*-Lasten müssen die Schienenstöße geschweißt werden."

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft
Hauptverwaltung
(gez.) Kraefft.

Bezeichnung der Wasserstands- und Abflußzahlen.[1]) Die am 17. bis 19. September 1925 in München versammelten Vorstände der reichsdeutschen Landesstellen für Gewässerkunde einigten sich auf folgende Bezeichnungen:

A. Grenz- und Mittelwerte der Wasserstände (cm) und Abflußmengen (m^3/Sek.).

1. NNW niedrigster überhaupt bekannter Wasserstand, gegebenenfalls zu trennen in NNW überhaupt, NNW eisfrei.
   NNQ kleinste überhaupt bekannte Abflußmenge.
2. NW niedrigster Wasserstand des betrachteten Zeitraumes, gegebenenfalls zu trennen wie NNW.
   NQ kleinste Abflußmenge des betrachteten Zeitraumes.
3. MNW mittlerer niedrigster Wasserstand (mittlerer Niedrigststand, Mittelniedrigwasser) des betrachteten Zeitraumes.
   MNQ mittlere kleinste Abflußmenge des betrachteten Zeitraumes.
4. MW mittlerer Wasserstand (arithmetisches Mittel der täglichen Wasserstände) des betrachteten Zeitraumes.
   MQ mittlere Abflußmenge (arithmetisches Mittel der täglichen Abflußmengen) des betrachteten Zeitraumes.
5. MHW, MHQ
6. HW, HQ } gemäß 1 bis 3.
7. HHW, HHQ

Bemerkungen. Bei 2 bis 6 muß der zugehörige Zeitraum ersichtlich sein. Ohne Zusatz beziehen sich die Bezeichnungen auf das Jahr. MNW des Jahres ergibt sich, indem der niedrigste Wasserstand jedes einzelnen Jahres der betrachteten Jahresreihe festgestellt und aus diesen Werten das Mittel genommen wird, ebenso MNQ, indem die kleinste Abflußmenge jedes einzelnen Jahres aufgesucht und aus diesen Werten das Mittel gebildet wird. In entsprechender Weise sind MNW und MNQ für einen Monat zu verstehen und in den Ländern, die eine feststehende Einteilung des Jahres in ein Winter- und Sommerhalbjahr haben, auch MNW und MNQ des Winters oder des Sommers. Wie Winter und Sommer abgegrenzt sind, muß gesagt werden. Für die Werte MHW und MHQ treten an die Stelle der unteren Grenzwerte die oberen.

Die zu einem der Symbole 1 bis 7 zusammengehörigen Buchstaben dürfen niemals voneinander getrennt werden. Etwaige Zeitangaben sind, soweit sie nicht aus tabellarischer Anordnung ersichtlich sind, in folgender Weise hinzuzufügen:

Jan. MW 1901/20
Wi. MNW 1901/20
So. MHQ 1901/20

Während die Abkürzung der Monatsnamen und Halbjahre durch einen Punkt kenntlich gemacht wird, werden die Symbole 1 bis 7 ohne Punkt geschrieben.

Zusatz für den Rhein. Der durch internationale Vereinbarung festgelegte „gleichwertige Wasserstand" wird mit GlW bezeichnet.

B. Bezeichnung der Wasserstände und Abflußmengen nach der Dauer.

Es ist eine Bezeichnungsweise sowohl nach der Unter- wie nach der Überschreitungsdauer vorzusehen. Beide sind in folgender Art voneinander zu unterscheiden:

$\overline{30}$ W der an 30 Tagen des Jahres überschrittene oder gerade vorhandene Wasserstand. Mit ihm fällt zusammen:
$\underline{335}$ W der an 335 Tagen des Jahres unterschrittene oder gerade vorhandene Wasserstand.

Ohne weiteren Zusatz beziehen sich die Bezeichnungen wieder auf das Jahr.

Zeitangaben sind rechts von W oder Q hinzuzufügen, wie in folgenden Beispielen:

$\overline{60}$ W Wi. 1901/20 der in den Wintern 1901/20 durchschnittlich an 60 Tagen überschrittene oder gerade vorhandene Wasserstand,
$\underline{90}$ Q So. 1901/20 die in den Sommern 1901/20 durchschnittlich an 90 Tagen unterschrittene oder gerade vorhandene Abflußmenge.

Der in einer Reihe von Jahren ebenso oft über- wie unterschrittene Wasserstand (gewöhnlicher Wasserstand) wird mit GW, ebenso die gleich oft über- wie unterschrittene Abflußmenge mit GQ bezeichnet.

C. Wasserstandzonen.

Von einer mathematisch bestimmten Abgrenzung der Wasserstandzonen durch Mittelwerte oder durch Dauerzahlen muß wegen zu großer Mannigfaltigkeit der Verhältnisse an den einzelnen Gewässern abgesehen werden.

D. Sonstige Zeichen in Untersuchungen über Niederschlag, Abfluß und Verdunstung.

q Abflußspende in m^3/Sek. km^2 oder l/Sek. km^2.
N Höhe des Niederschlages, A Höhe des Abflusses } wenn nichts anderes bemerkt, in mm.
U Unterschied $N - A$, V Verdunstung } wenn nichts anderes bemerkt, in mm.

Wo Verwechslungen nicht möglich sind, können die Zeichen N, A, U und V auch für die entsprechenden Massen (Millionen m^3) benutzt werden. Sonst können diese, soweit Abkürzungen für sie überhaupt wünschenswert erscheinen, z. B. durch $\overline{N}$, $\overline{A}$, $\overline{U}$, $\overline{V}$ oder N', A', U', V' bezeichnet oder durch ähnliche Merkmale von den Höhen unterschieden werden.

Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, September 1925. 47 S. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 1,80 R.-M.

Die von Baubehörden, Bauingenieuren, Architekten und Bauunternehmern seit langem sehnlich erwarteten neuen „Eisenbetonbestimmungen" sind nunmehr in einer für den Gebrauch bequemen Ausgabe erschienen. Für Preußen sind sie durch Erlaß des Wohlfahrtsministers vom 9. September für bindend erklärt worden; die übrigen Länder des Deutschen Reiches werden voraussichtlich bald folgen. Die Bestimmungen umfassen Vorschriften für Eisenbetonbauwerke, für ebene Steindecken, für Betonbauwerke und für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton. Die beiden ersten und wichtigsten dieser Vorschriften sind bereits in der „Bautechnik" 1925, Heft 39 u. 43 von sachkundiger Seite eingehend erörtert worden; hinsichtlich der Beton- und der Versuchsvorschriften, die gegen 1916 weit weniger einschneidende Änderungen als die anderen erfahren haben, muß auf die Veröffentlichung selbst, die ja für jeden, der überhaupt mit Beton zu tun hat, unentbehrlich sein dürfte, verwiesen werden. Ls.

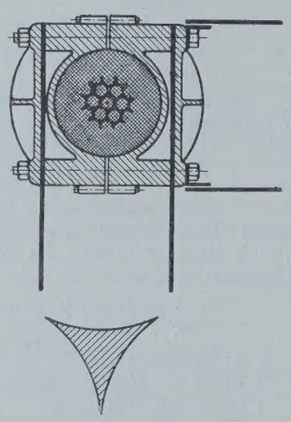
Bauwesen und Baustoffindustrie. Die Jubiläums-Ausgabe „Bauwesen und Baustoffindustrie" (Sonderfachausgabe Nr. 7) der nunmehr 25 Jahre lang erscheinenden „Deutschen Bergwerks-Zeitung", Essen, liegt uns vor. Sie übertrifft die vorangegangenen Ausgaben weit an Umfang, und zwar enthält sie auf 64 Seiten Großformat nicht weniger als 46 reich illustrierte Aufsätze aus fachkundiger Feder, die zusammen ein anschauliches Bild dieser gerade jetzt im Vordergrunde des

[1]) Wir werden in der Folge von diesen Bezeichnungen in der „Bautechnik" gern Gebrauch machen. Die Schriftleitung.

Interesses stehenden Wirtschaftszweige ergeben und auch dem Fachmanne manches Neue bieten. Besonderen Wert gewinnt die Ausgabe dadurch, daß durch sie das gesamte Betrachtungsgebiet zum ersten Male bis in seine feinsten Verästelungen hinein verfolgt wird. Der praktischen Auswertung der in ihr gegebenen Anregungen steht so jede Möglichkeit offen.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zu dem Entwurf der Ingenieurfirma Robinson & Steinman, New York, für die Hafenbrücke in Sydney. Angeregt durch die Erörterungen, die sich in dieser Zeitschrift[1]) an die Beschreibung des Hängebrückenentwurfes der Ingenieurfirma Robinson & Steinman in New York für die Hafenbrücke in Sydney anschlossen, hat Herr Dr. Steinman nunmehr in Heft 33, S. 451 u. 452 noch einige Einzelheiten über die gewählte Durchbildung des Kabelknotens — der Verbindung des Versteifungsträgers mit den paralleldrähtigen Kabeln —, sowie über die Ausbildung des Kabels selbst bekanntgegeben. Danach haben die Entwurfsverfasser dem Kabelknoten alle Aufmerksamkeit geschenkt und sind neue Wege gegangen. Sie verzichten darauf, die Reibung zwischen Schelle und Kabel allein zur Übertragung der großen Gurtkräfte an das Kabel zu benutzen. Durch örtliche Verdickungen des Kabels und durch entsprechende Form der Schelle wird vielmehr noch Keilwirkung zur Kraftübertragung herangezogen. Die Entwurfsverfasser hatten augenscheinlich von vornherein das richtige Gefühl für die Unzulänglichkeit der gewöhnlichen Schellenanordnung, wie ich das in meinen Bemerkungen zum Entwurf hervorgehoben habe. Die örtliche Verdickung des Kabels soll, wie die Abb. zeigen, durch Einlagen aus weichem Metall — einer Zinklegierung — zwischen und um die mittleren sieben Kabelstränge erzielt werden. Herr Dr. Steinman bemerkt dazu, daß eine einzige dicke Einlage — z. B. in den Kern des innersten Stranges — eine erhebliche Störung des glatten Verlaufs der parallelen Drähte hervorrufen würde. Das stimmt; die Drähte werden bis zur Wiedervereinigung zum parallelen Verlauf abgelenkt, sie werden sich teilweise überschneiden, und es entstehen Zwischenräume, die irgendwie durch eine Füllmasse — z. B. Fasereinlagen, dicken Farbstoff — auszufüllen sind, was vielleicht nicht ganz einwandfrei möglich ist. Daher wird eine größere Anzahl dünner, dreieckförmiger Einlagen vorgeschlagen, die von der dicksten Stelle in der Mitte des Knotens sich bis zu Null am Ende auslaufen. Aber auch diese dünnen Einlagen werden, wie eine einfache Überlegung zeigt, eine Störung des parallelen Verlaufs der Drähte nicht hindern können. Bei jeder Einlage, welche Form sie auch haben möge, tritt diese Störung ein und muß bei dieser Lösung des Kabelknotens in Kauf genommen werden zugunsten einer einwandfreieren Kräfteübertragung der Gurtkräfte an die Kabel. Eine Vermeidung dieses Umstandes wäre wohl nur möglich, wenn man sich entschlösse, die kreisrunde Kabelform zu verlassen und den Kabelquerschnitt flachoval oder gar rechteckig zu wählen. Der Steinmansche Vorschlag ist auf alle Fälle neu und bemerkenswert, der Grundgedanke gut.



Recht gering scheint mir die gewählte Kabelverdickung selbst zu sein, die bei rd. 76 cm Kabeldurchmesser nur $^3/_8'' =$ rd. 1 cm sein soll, d. h. nur rd. $^1/_{80}$ der Kabelstärke. Das bedingt eine äußerst genaue und sorgfältige Bearbeitung der Schellenhöhlung, wenn wirklich noch Keilwirkung eintreten soll. Ich möchte eine weit kräftigere Anschwellung empfehlen, selbst auf die Gefahr einer größeren Störung des inneren Verlaufes der Kabeldrähte.

Das kräftige Zusammenpressen der einzelnen Kabelstränge aus der Sechseckform in die Kreisrundform und das schließliche Umwickeln des kreisrunden Kabels mit Draht in gespanntem Zustande sichert es nach den Ausführungen von Herrn Dr. Steinman völlig vor der Einwirkung irgendwelcher Feuchtigkeit. Nicht möglich wird das aber sein in der Nähe der Pylonen, wo das Umspinnen wegen der aus der Durchbiegung der Brücke im Kabel entstehenden Biegungsspannungen wegbleiben muß, ebenso in den Ankerschächten, wo die Kabel sich wieder in einzelne Stränge auflösen und wo ein Umwickeln ganz unmöglich ist. Zu dem ersten Punkte hat sich kürzlich Herr Dr. Otto F. Theimer — vom Bureau Lindenthal — anläßlich seiner Besprechung des Entwurfes von Prof. Dr. Schachenmeier für die Hudson-Brücke geäußert.[2]) Er schreibt daselbst wörtlich: „Es gibt für die Vermeidung der im fest zusammengepreßten Kabel in der Nähe der Türme entstehenden gefährlichen Biegungsspannungen nur einen Ausweg, nämlich die Drähte und Litzen für eine gewisse Länge nahe den Stützen nicht zusammenzupressen. Aber wie die Erfahrung lehrt, ist es dann unvermeidlich, daß sich in diesen losen Stellen der Kabel mit der Zeit sauer reagierende Feuchtigkeit durch Kondensation aus der Luft ansammelt. Gegen das Eindringen von Luft schützt keine wasserdichte Kabelhülle. Die außerordentlich große Oberfläche der Tausende von Drähten ist im Laufe der Zeit der Gefahr des Rostes ausgesetzt, trotz Zinküberzuges und Farbenschutzes, der, wenn er einmal angegriffen ist, an den inneren und unzugänglichen Stellen nicht erneuert werden kann."

Noch schlimmer ist es bei den Verankerungen der Fall, wo zwischen und neben den vielen auseinanderlaufenden Strängen jegliche Sicherung der Drähte — außer durch äußere Anstriche — gegen die Angriffe der Atmosphärilien unmöglich ist und wo auch die Zugänglichkeit meist eine knappe und beschwerliche ist. Ein typisches Beispiel solchen Verhaltens paralleldrähtiger Kabel konnte man in Deutschland beim alten Kabelsteg über die Donau bei Passau beobachten. Die 1869 aus bestem schwedischem Holzkohleneisen gesponnenen Kabel, deren Drähte ununterbrochen in den Ankerkammern um den Ankerkörper herumgeführt waren, zeigten im Freien durchweg bestes Verhalten, obwohl jegliche Umwickelung fehlte. Der gut unterhaltene Anstrich genügte vollkommen. In den Ankerschächten war ein solcher jedoch unmöglich, an den Auflagerstellen der Kabel auf den Schuhen im Mauerwerk erst recht nicht. Ein Draht nach dem anderen rostete und brach schließlich durch, so daß nach 40jährigem Bestehen der Steg abgebaut werden mußte; die Verantwortung für die Sicherheit konnte niemand mehr übernehmen.

So elegant und einfach die Kabelbauweise ist, so sind doch noch nicht alle Einzelheiten unbedingt sicher gelöst. Selbstverständlich soll dadurch in keiner Weise den hervorragenden Leistungen der amerikanischen Brückenbauer auf dem Gebiete des Hängebrückenbaues ein Abbruch getan werden.

Sterkrade, 24. August 1925. Dr. Bohny.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt sind: zum Direktor bei der Reichsbahn: die Reichsbahnoberräte Dr. jur. Teubner, bei der R. B. D. Berlin, zurzeit beurlaubt, und Mantell, Abteilungsleiter bei der R. B. D. Magdeburg; zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Freytag, Mitglied der R. B. D. Altona, und Hellwig, Mitglied der R. B. D. Erfurt; zum Reichsbahnrat: die Eisenbahnoberinspektoren Hildebrand, Vorstand des Eisenbahnverkehrsamts Uelzen, Cichon, Vorstand des Eisenbahnverkehrsamts Liegnitz, und Lenk, Vorstand des Eisenbahnverkehrsamts Dortmund.

Versetzt sind: der Reichsbahnoberrat Promnitz, bisher Mitglied der R. B. D. Königsberg (Pr.), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Berlin, die Reichsbahnräte Glünicke, bisher Vorstand des Eisenbahnverkehrsamts Wittenberge, nach Berlin zur vorübergehenden Beschäftigung bei der Hauptverwaltung, Blankenburg, bisher Vorstand des Eisenbahnbetriebsamts 2 Trier, nach Gerolstein als Vorstand des dorthin verlegten Eisenbahnbetriebsamts 2 Trier, Werner, bisher in Elbing, in den Bezirk der R. B. D. Oppeln, Thalmann, bisher Leiter einer Abteilung beim Eisenbahnausbesserungswerk Sebaldsbrück, in gleicher Eigenschaft zum Eisenbahnausbesserungswerk Neumünster und Kurt Lehmann, bisher bei der R. B. D. Berlin, nach Recklinghausen als Leiter einer Abteilung beim Eisenbahnausbesserungswerk.

Überwiesen ist: der Reichsbahnrat von Loesecke von der R. B. D. Berlin zum E. Z. A. in Berlin.

In den Ruhestand sind getreten: der Reichsbahnoberrat Friedrich Mayr, Referent der R. B. D. Regensburg, und der Reichsbahnamtmann Bliemel, Vorstand der bautechnischen Bureaus B und C der R. B. D. Oppeln.

Gestorben sind: die Reichsbahnamtmänner Hoinkiß, Gleiwitz, Abnahmebeamter beim E. Z. A., und Elbers, technischer Betriebskontrolleur bei der R. B. D. Elberfeld.

[1]) S. „Die Bautechnik" 1925, Heft 11, S. 125/126.

[2]) S. „Die Bautechnik" 1925, Heft 22, S. 286 bis 290.

INHALT: Der Tanna-Tunnel bei Atami in Japan. — Die Gründung einer Kranbahn mit Preßbetonpfählen im städtischen Industriehafen zu Emmerich. — Gdingen, der künftige polnische Seehafen. — Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern. — Neue Bedingungen für die Lieferung von Zementröhren. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen Internationales Organ für Betonbau. — Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung. — Bezeichnung der Wasserstands- und Abflußzahlen. — Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, September 1925. — Bauwesen und Baustoffindustrie. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 16. Oktober 1925 Heft 45

Alle Rechte vorbehalten.

Ein neuer deutscher Stahl.

Von Dr.-Ing. ehr. Dr. techn. h. c. **Schaper.**

Unter der Überschrift: „Ein neuer deutscher Stahl“ brachten die Tageszeitungen in jüngster Zeit kurze Abhandlungen, und die Deutsche Allgemeine Zeitung veröffentlichte über diesen Gegenstand in der Abendausgabe vom 15. September 1925 einen ausführlichen Aufsatz mit Angabe von Einzelheiten. Auch in der Ingenieurunterhaltung des Rundfunks war von dem neuen deutschen Stahl schon die Rede. Bei der außerordentlichen Wichtigkeit, die der Erfindung eines Stahles von solchen Eigenschaften, wie sie in den erwähnten Mitteilungen gerühmt werden, beizumessen ist, dürfte es Pflicht der führenden Fachzeitschriften sein, ihre Leser über den „neuen deutschen Stahl“ aufzuklären.

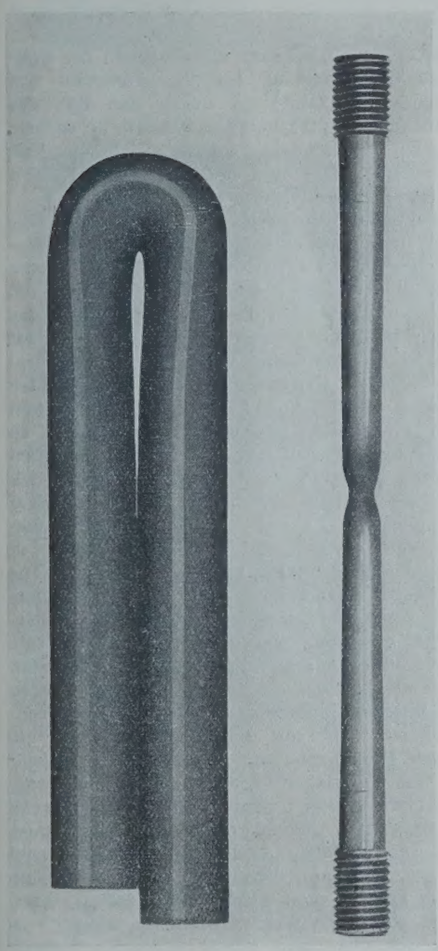


Abb. 2.

Abb. 1.

Er ist nicht zu verwechseln mit dem hochwertigen Baustahl, in der Normenbezeichnung St 48 genannt, dem bekanntlich die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft seit $1^1/_2$ Jahren durch Verwendung bei einer großen Zahl ihrer vielen Brückenbauten die Wege geebnet hat. Der St 48 wird im gewöhnlichen Siemens-Martin-Ofen oder in der gewöhnlichen Thomasbirne hergestellt. Die gegenüber dem St 37 (früher Flußeisen genannt) nicht unerhebliche Erhöhung seiner Bruchfestigkeit und Streckgrenze wird ihm durch einen größeren Zusatz von Kohlenstoff verliehen. Trotzdem er in der Herstellung teurer als St 37 ist und auch seine etwas schwierigere Verarbeitung und die zur Verhütung von Verwechslungen notwendige Sorgfalt in der Bezeichnung, Beförderung und Lagerung erhöhte Kosten verursacht, bietet er doch durch die große Gewichtsverminderung der Bauten gegenüber dem St 37 erhebliche wirtschaftliche Vorteile, die bei großen Brücken zu bedeutenden Ersparnissen führen.

Man war sich bei der Einführung des St 48 darüber klar, daß mit ihm die Entwicklung der Stahlveredelung nicht abgeschlossen sei, daß vielleicht gerade durch den St 48 der Anstoß zu weiteren Verbesserungen in der Stahlerzeugung gegeben sei. Das Bessere ist und bleibt des Guten Feind. Das Bessere scheint in dem „neuen deutschen Stahl“ gefunden zu sein.

Es ist der Berliner Aktiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, vormals J. C. Freund & Co., in Charlottenburg gelungen, in dem sogenannten Boßhardt-Ofen, der von dem in Berlin ansässigen Deutsch-Schweizer Boßhardt erfunden und von der genannten Aktiengesellschaft in langem Bemühen und unter großen Opfern verbessert worden ist, einen Stahl zu erzeugen, der nach den bisher vorliegenden Erfahrungen den St 48 in den Schatten stellt. Bei dem neuen Stahl, der der Kürze halber im folgenden mit F-Stahl bezeichnet werden soll, haben wir es mit einem Stahl zu tun, dessen Herstellungsweise von der bisherigen Stahlerzeugung nicht unwesentlich abweicht. Der Boßhardt-Ofen ist eine Art Siemens-Martin-Ofen, an den die Generatoren beiderseits unmittelbar angebaut sind. In den Trennungswänden zwischen Generatoren und Ofen befinden sich drei übereinanderliegende Schlitze. Der unterste von ihnen ist der Feuerungsschlitz, durch den die Feuergarbe der Steinkohlenfeuerung in den Ofen tritt; der mittelste ist der sogenannte Gasschlitz, durch den die Gase der Steinkohlenfeuerung dem Ofen zugeführt werden; durch den obersten Schlitz, den sogenannten Luftschlitz, tritt die überhitzte Luft in den Ofen. Der Ofen arbeitet infolge des Umstandes, daß Gas und Luft nicht in den Ofen gedrückt werden, sondern nur durch den Zug eines hohen Schornsteins angesaugt werden, mit Unterdruck. Hierdurch und durch Einflüsse, die in der Bauart des Ofens selbst und in dem unmittelbaren Anbau der Generatoren begründet sind, gelingt es, das Eisenbad ganz zu desoxydieren. Diesem Umstande werden die vorzüglichen Festigkeitseigenschaften, auf die wir gleich noch zurückkommen, zugeschrieben.[1]) Irgendwelche veredelnde Zusätze erhält der F-Stahl nicht, auch ist sein Kohlenstoffgehalt nicht viel größer als der des St 37. Der Ofen ist basisch ausgefüttert und daher namentlich zum Schmelzen von Roheisen, das aus phosphorreichen Eisenerzen stammt, geeignet, was für den deutschen Eisenerzmarkt besonders wichtig ist. Der F-Stahl ist nach den Aussagen seiner Erzeuger nur unwesentlich teurer als St 37, voraussichtlich billiger als St 48 und bearbeitet sich leichter als letzterer. Er eignet sich ebensogut zum Guß wie zum Auswalzen. Seine Festigkeitseigenschaften sind ganz überraschend, er verbindet mit hoher Festigkeit und sehr hoher Streckgrenze eine ungewöhnlich große Zähigkeit. An 18 Proben, die von verschiedenen 2 cm starken gewalzten Rundeisen stammen, hat das Staatliche Materialprüfungsamt in Lichterfelde-West folgende Festigkeitswerte festgestellt:

Nr.	Bruchgrenze kg/cm²	Streckgrenze kg/cm²	Bruchdehnung % ($l = 20$ cm)
1	5460	4950	25,7
2	5460	4820	25,5
3	5470	4950	26,0
4	5250	4360	28,0
5	5230	4540	28,0
6	5250	4220	27,6
7	5250	4680	27,5
8	5260	4860	28,8
9	5280	4780	28,2
10	5110	4830	29,1
11	5110	4680	27,5
12	5120	4420	28,3
13	5390	4390	26,4
14	5380	4570	27,2
15	5390	4540	26,1
16	5390	4840	27,1
17	5350	4660	26,5
18	5350	4950	26,6

Die mittlere Bruchfestigkeit beträgt demnach 5300 kg/cm², die mittlere Streckgrenze 4670 kg/cm² und die mittlere Bruchdehnung 27,2 %. Die mittlere Streckgrenze liegt also außerordentlich nahe der mittleren Bruchfestigkeit, das Verhältnis der Streckgrenze zur Bruchgrenze ist im Mittel = 0,88 gegenüber 0,6 bei St 48 und St 37.

Die außerordentlich große Zähigkeit des F-Stahles wurde auch dadurch erwiesen, daß sich Rundeisen kalt biegen und unter dem

[1]) Die letzten Ausführungen halten vielleicht der strengen Hüttenwissenschaft nicht stand. Sie entsprechen den Angaben des Erfinders und der Verbesserer des Ofens.

Dampfhammer an der Biegestelle vollständig zusammenschlagen ließen, ohne den geringsten Riß zu zeigen. Abb. 1 zeigt einen dem Zugversuch unterworfen gewesenen Rundeisenstab mit sehr starker Einschnürung und Abb. 2 einen ganz zusammengebogenen Rundeisenstab.

Ein mit solchen Festigkeitseigenschaften ausgestatteter Stahl ist natürlich der gegebene Baustoff für Brücken, Eisenhochbauten, Schienen, Maschinen aller Art, Kessel, Eisenbahnwagen, Straßenbahnwagen, Kraftwagen u. dergl. Seine außerordentlich hohe Streckgrenze, die der Maßstab für die zulässige Beanspruchung ist, gestattet eine solche Ausnutzung des Baustoffes, daß eine Ersparnis am Gewicht von 35 bis 40 % und eine Ersparnis an Herstellungskosten von 25 bis 30 % gegenüber dem St 37 erwartet werden darf. Bei allen Erzeugnissen, die der Beförderung dienen, wie bei Wagen aller Art, tritt außerdem eine dauernde Ersparnis an Beförderungskosten ein, da nur ein um 35 bis 40 % vermindertes totes Eisengewicht fortbewegt werden muß.

Bisher sind erst zwei Boßhardt-Öfen neuester Bauart in Betrieb, in denen Chargen von je 3 t in 3 bis 4 Stunden reif werden. Ein 10-t-Ofen soll gebaut werden. Schwierigkeiten, die dem Bau noch größerer Öfen im Wege stehen sollten, werden sicher überwunden werden.

Wenn der F-Stahl hält, was er verspricht, woran ich nach alledem, was ich bisher von ihm erfahren und gesehen habe, nicht zweifle, dann eröffnen sich der erzeugenden und verarbeitenden Stahlindustrie in Deutschland ungeahnte Aussichten auf Belebung ihrer arg daniederliegenden Wirtschaft.

Alle Stahl erzeugenden und verbrauchenden Kreise in Deutschland sollten dem neuen Stahl ungesäumt ihre volle Aufmerksamkeit zuwenden, ihn von einem Ausschuß von führenden Fachleuten prüfen lassen und ihn im Falle, daß er den Erwartungen, die in den vorstehenden Zeilen angedeutet sind, entspricht, zum schnellen Siege verhelfen.

Der Bergrutsch beim oberen Portal des Schieferhaldetunnels bei km 66 + 303 der Schwarzwaldbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Wilh. Keim**, Villingen (Schwarzwald).

Der am Abend des 23. April 1925 am Schieferhaldetunnel der Schwarzwaldbahn stattgefundene Bergsturz hat in vielen Tageszeitungen und zum Teil andeutungsweise auch in technischen Zeitschriften Erwähnung gefunden. Nachstehend soll auf dieses Ereignis näher eingegangen werden.

Die Schwarzwaldbahn Offenburg—Singen, die anläßlich ihres 50jährigen Bestehens in Heft 9 des Organs für die Fortschritte des Eisenbahnwesens sowie ferner noch eingehender in der Abhandlung von Prof. Dr. A. Kuntzemüller in Triberg — Heft 5 des Archivs für Eisenbahnwesen, Jahrgang 1923 — beschrieben wurde, ist seit etwa drei Jahren der Schauplatz größerer Um- bezw. Neubauten geworden. Zu den letzteren Arbeiten gehören u. a. auch die Arbeiten zur Wiederherstellung schadhafter Tunnelwiderlager und Tunnelportale. Die Tunnel der Schwarzwaldbahn sind anfangs der 70er Jahre des vorigen Jahrhunderts hergestellt und führen mit Ausnahme der Juradurchbrüche zwischen den Stationen Immendingen und Engen durch Primärgestein, Gneis und Granit, der teilweise gesund und fest, zum Teil aber auch schiefrig und brüchig sowie mit Lettenadern durchzogen ist.

Soweit eine Auskleidung der Tunnel erforderlich war, wurden die Widerlager aus Mauerwerk hergestellt und mit einer Sichtfläche aus Zyklopenmauerwerk versehen. Das Gewölbe, das sich im allgemeinen gut gehalten hat, ruht an den ausgekleideten Stellen teils ganz auf dem Widerlagermauerwerk, teils hälftig auf dem anstehenden, durch die vorgesetzte Mauer vor Verwitterung geschützten Fels. Der zu dem Widerlagermauerwerk seinerzeit verwendete Kalkmörtel wurde im Laufe der Jahre durch die Rauchgase der Lokomotiven zerstört und durch das aus den Gesteinsklüften sickernde Wasser weggeschwemmt. Durch die offenen Fugen ist der Rauch eingedrungen und hat bis zu 1 m Tiefe die Mauersteine mit Ruß dicht überzogen. Eine völlige Erneuerung der brüchigen, teilweise ausgebauchten Widerlagerstellen ist nötig geworden.

Zum besseren Verständnis des Vorganges sei hier kurz auf die örtlichen geologischen Verhältnisse der Rutschstelle eingegangen. Wer sich hierfür näher interessiert, findet in den Erläuterungen zu Blatt Hornberg - Schiltach (Nr. 94/95) und Blatt Triberg (Nr. 100) der Geologischen Spezialkarte des ehem. Großherzogtums Baden, herausgegeben von der badischen Geologischen Landesanstalt — Heidelberg, Carl Winters Universitätsbuchhandlung — weiteren Aufschluß.

Das Hauptgestein der Tunnelumgebung ist der grobkörnige Triberger Granit, der aus einem Gemenge von Feldspat, Quarz und schwarzem Glimmer besteht. Dieser Granit zerfällt durch die Verwitterung in einen sandigen Grus. In diesem grobkörnigen Granit steckt mit unregelmäßiger Begrenzung ein kleinkörniger miarolitischer Granit. Er führt außer den obengenannten Granitgemengteilen noch einen lichtbräunlichen, lithionhaltigen Glimmer, der meist in rostigen Aggregaten auftritt. Dieser Miarolitgranit zieht vom südlichen Voreinschnitthang über das Tunnelportal hinweg. Er verwittert im Gegensatz zu dem grobkörnigen Granit nicht grusig, sondern ist von zahlreichen Kluftflächen durchzogen in Richtung Nord 50°, West mit 85 ° Nordostfallen und Nord 63 °, Ost mit 80 ° Südfallen. Durch diese zahlreichen Kluftflächen und Spältchen ist das ganze Gestein in kleine polyedrische Gesteinstücke zerlegt, die in der Verwitterungszone nur noch miteinander verkeilt sind, sonst aber keinerlei Zusammenhalt mehr zeigen. Als drittes Gestein tritt unter dem Miarolitgranit am Tunnelportal von der Sohle bis zum First und rechts und links unten im Voreinschnitt noch ein typischer rötlicher Granitporphyr mit zahlreichen großen Einsprenglingen auf. Auch dieser Granitporphyr zeigt zahlreiche Kluftflächen und Spalten.

Vom geologischen Standpunkte aus sind die Ursachen des Felssturzes in der zerklüfteten Beschaffenheit des Miarolitgranits und Granitporphyrs, welche beiden Gesteinsarten durch den Bau des Tunnels zum Teil ihrer natürlichen Stütze beraubt wurden, zu suchen. Die teilweise Entfernung der hangenden Schichten ließ die Verwitterung auf den zahlreichen Klüften und Spältchen des Gesteins seit den 70er Jahren des letzten Jahrhunderts tief eindringen.

Die Erbauer der Schwarzwaldbahn schrieben allem Anscheine nach dem Granit der dortigen Gegend eine größere Wetterbeständigkeit zu, als dies in Wirklichkeit der Fall ist; sie hätten sonst kaum die Böschungen der Voreinschnitte so steil und hoch ohne Stütz- und Futtermauern angelegt und an einzelnen Tunneln sogar auf einen Portalvorbau verzichtet. Schon nach einigen Jahren des Bestehens der Bahn, nachdem die Witterungseinflüsse, vor allem der Spaltenfrost, sich an den angeschnittenen Gesteinsmassen geltend machten ging man daran, die steilen Felsböschungen der Einschnitte und Tunnelvoreinschnitte mit gutem Boden und teilweise mit Rasen zu verkleiden, um die fortschreitende Verwitterung des Gesteins hintanzuhalten. Der beabsichtigte Zweck wurde jedoch mit den letzterwähnten Maßnahmen nicht nur nicht erreicht, diese wirkten sogar insofern nachteilig, als eine unmittelbare Beobachtung der Veränderung des Gesteins dadurch verwehrt wurde.

Der bauliche Zustand des Schieferhaldetunnels — s. Zeichnung des oberen Portals auf Abb. 8 — der der vorletzte Tunnel vor dem Erklimmen der Wasserscheide zwischen Rhein und Donau im Sommerautunnel ist, war ein derartiger geworden, daß man sich veranlaßt sah, die Arbeiten zur Wiederherstellung des schadhaft gewordenen Widerlagermauerwerks, und vor allem auch die Erneuerung des oberen Tunnelportals sofort nach Wiederaufnahme der Bautätigkeit im Frühjahr 1925 in Angriff zu nehmen. Der mit den Arbeiten beauftragte Unternehmer hatte kurz nach Ostern mit dem Ausbrechen des schadhaften Mauerwerks am linken Widerlager begonnen; es handelte sich hierbei zunächst um einen etwa 2,50 m breiten Streifen im Abstande von 3 m von der oberen Portalstirn. Schon vor Beginn dieses Mauerwerkabbruchs war ein Riß im Gewölbe, parallel zum oberen Portal und in einem Abstande von 2 m von diesem beobachtet worden. Am Tage vor dem Bergsturz glaubte man zu bemerken, daß der oben erwähnte Riß im Gewölbe sich erweitert habe. Eine sofort vorgenommene Untersuchung des über dem Portal lagernden Felsens ließ jedoch keinerlei Risse erkennen. Der Abbruch der abgerutschten Massen geschah dann auch tatsächlich von einer weiter zurück und bedeutend höherliegenden Linie aus, als man vermuten konnte. Die erwähnte Feststellung am 22. April, daß sich der Riß im Gewölbe erweitert habe, ließ ein weiteres Abschieben des abgerissenen Gewölbeteils befürchten. Man suchte dieser Gefahr durch Aufstellen weiterer kräftiger Spießhölzer am linken Widerlager zu begegnen. In der Nacht vom 22. zum 23. April wurde der Ausbruch des schadhaften Widerlagermauerwerks dann auch zu Ende geführt. Am Nachmittage des folgenden Tages meldete der in unmittelbarer Nähe des Tunnelportals stationierte Bahnwärter dem Unternehmer, daß am oberen Portal des Tunnels ein ständiges Abbröckeln zu bemerken sei; beim Eintreffen des Unternehmers an der Baustelle hatte sich dieses Abbröckeln noch verstärkt, woraus zu schließen war, daß der vom Gebirge ausgehende Druck zugenommen haben mußte. Unter diesen Umständen mußten alle weiteren Versuche, die eingetretene Bewegung durch Entgegenstemmen kräftiger Spießen mit in der Eile

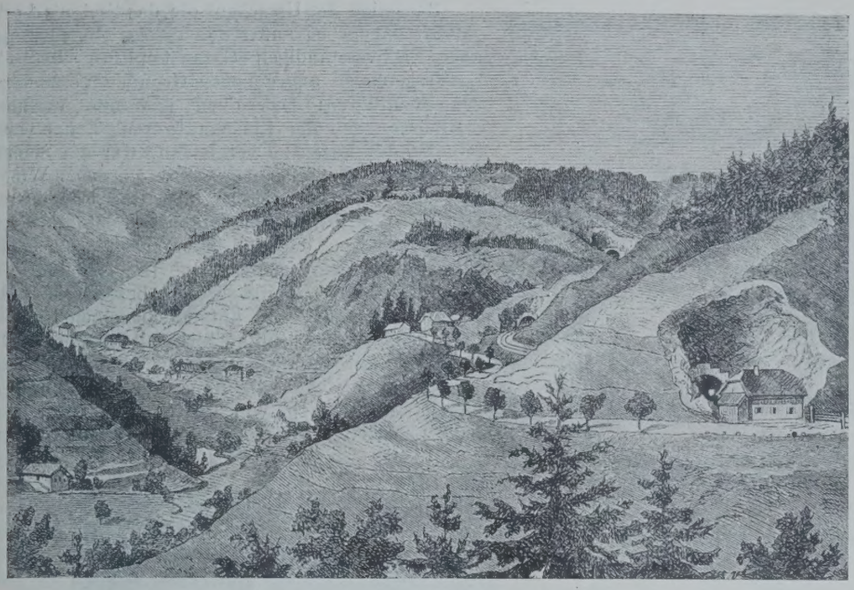


Abb. 1.

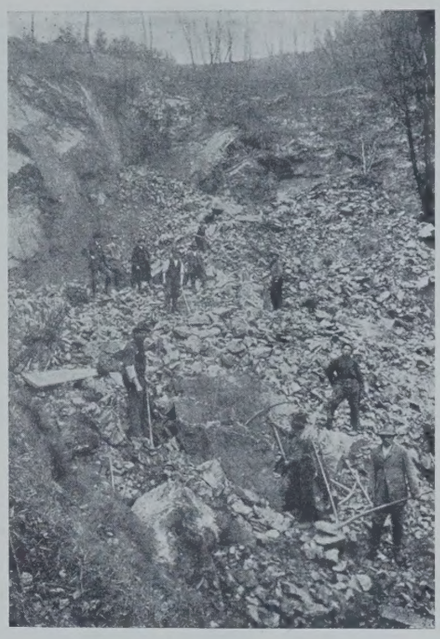


Abb. 4.

Abb. 2.

Abb. 5.

zusammengerafften Bahnarbeitern aufzuhalten, erfolglos bleiben. Es verblieb gerade nur noch so viel Zeit, um die benachbarten Stationen von dem Gefahrzustande zu verständigen und fällige Züge auf diesen Stationen zurückzuhalten. Einige Minuten später fand dann nach vorausgegangenem, wie Augenzeugen berichten, dumpfem Krachen der Bergsturz oberhalb des Portals statt und drückte dieses zusammen. In der Nähe befindliche Bahnarbeiter wollen deutlich wahrgenommen haben, wie zuerst die Felsmassen oberhalb des Portals in Bewegung kamen und dann das Portal herunterrissen.

Die Aufräumungsarbeiten der abgerutschten Massen von einem Ausmaße von etwa 900 m³ wurden in derselben Nacht noch eingeleitet zunächst mit 60 Arbeitern. Da die Unfallstelle jedoch bereits bis zum 29. April wegen Verkehrens eines Versuchszuges der K-K-Bremse unbedingt wieder befahrbar sein mußte, wurden noch weitere 30 Mann beigezogen. Bereits am Abend

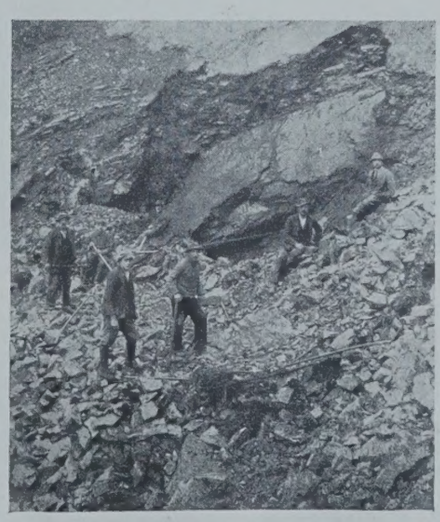


Abb. 3.

des 27. April waren die Schuttmassen völlig beseitigt, so daß am 29. April besagter Zug unbehindert verkehren konnte. Der Personenverkehr war bis zum 29. April durch Umsteigen in der Nähe der Absturzstelle aufrecht erhalten, die Güterzüge waren umgelenkt worden.

Da der Bahnbetrieb zwischen der oberhalb der Rutschstellen gelegenen Station Sommerau und der zweiten, unterhalb der Stelle gelegenen Station Triberg eingleisig durchgeführt wurde, war es möglich gewesen, auf beiden Seiten des Schieferhaldetunnels das Abraummaterial auf dem außer Betrieb befindlichen Gleis rasch abzuführen. Einige Tage nach dem Bergsturz hatte man im Zusammenhang mit einem weiter unterhalb der Rutschstelle an einem anderen Tunnel auszuführenden Portalneubau das Gleis durch eine Gleisverschwenkung in die Tunnelachse verlegt, wodurch die Wiederherstellungsarbeiten des umgestürzten Portals wesentlich erleichtert und gefördert werden konnten.

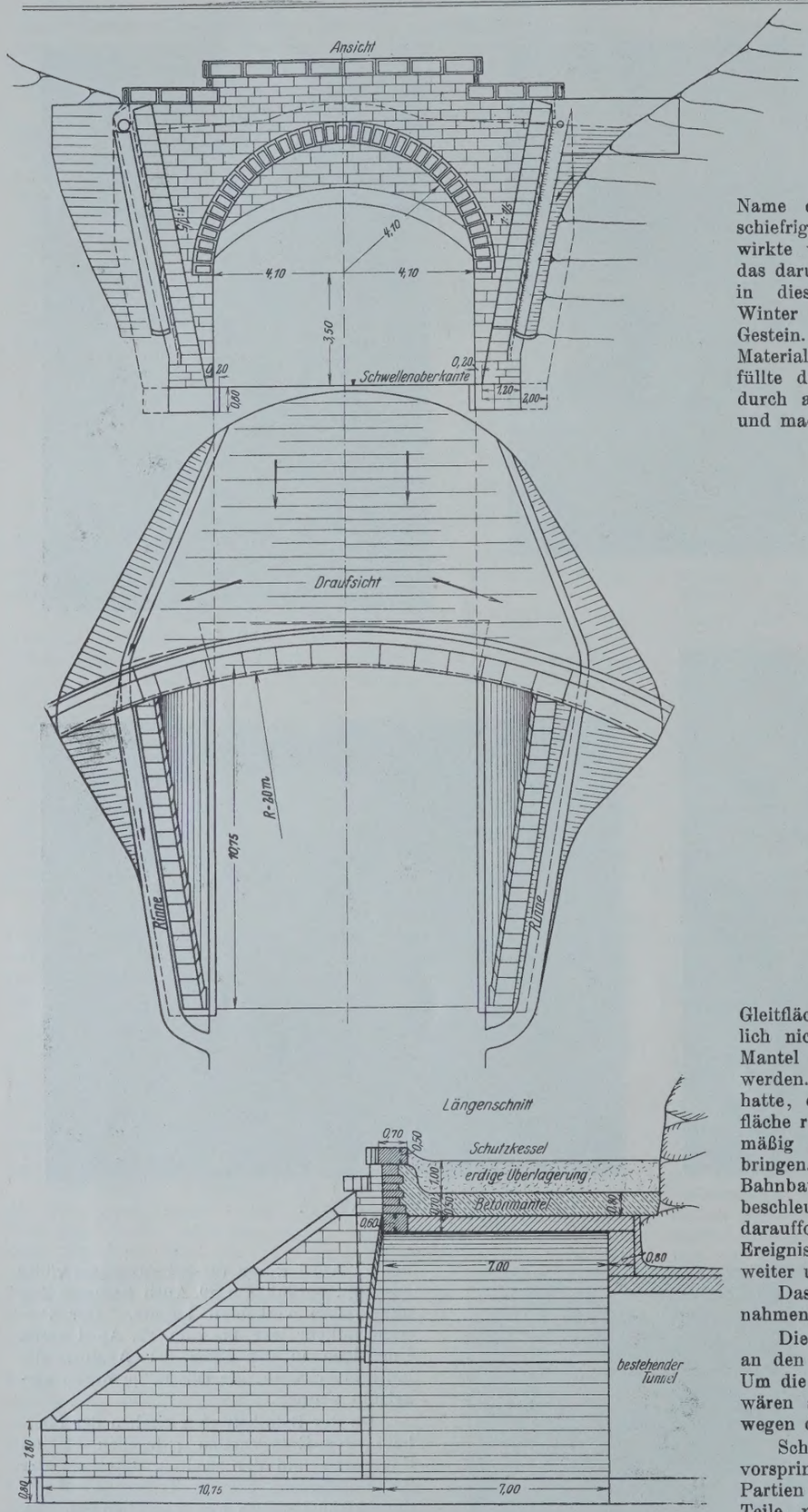


Abb. 7. Schieferhaldetunnel, neues oberes Portal bei km 66,303

Zur Erläuterung der Abbildungen ist folgendes zu bemerken: Abb. 1 zeigt die Situation vor dem Bergsturz, Abb. 2 gibt eine Gesamtübersicht über die abgestürzten Massen, Abb. 3 zeigt den mittleren Teil, Abb. 4 die rechte Ecke über dem Portal, von der aus der Hauptteil der Massen sich losgelöst hatte, Abb. 5 bietet eine Ansicht von der Seite des unteren Portals aus gegen die Absturzmasse, die in einem gewaltigen Schuttkegel den Ausgang aus dem oberen Portal versperrte, Abb. 6 ist eine Ansicht der Absturzstelle nach Abräumung der abgerutschten Massen.

Bezüglich der Ursachen, die das Ereignis herbeigeführt haben, ist außer den bereits eingangs nach dem Sachverständigen-Gutachten des badischen Landesgeologen angegebenen Gründen noch folgendes anzuführen: Das oben erwähnte Verfahren, Steilböschungen der Einschnitte und Tunnelvoreinschnitte mit Rasen zu verkleiden, war am Schieferhaldetunnel ebenfalls angewandt worden. Wie der Name dieses Tunnels schon besagt, ist hier der Granit schiefrig. Der im Laufe der Jahrzehnte gebildete Rasenpelz wirkte wie ein Schwamm, der sich mit Wasser vollsog und das darunterliegende Gestein feucht hielt. Die Eisbildung der in dieser hochliegenden Gebirgsgegend besonders kalten Winter erweiterte allmählich die anfänglich feinen Risse im Gestein. Die stehenden Risse füllten sich mit abgebröckeltem Material, das wie ein Keil wirkte. Die mehr liegenden Spalten füllte das Wasser mit feinen schlammigen Stoffen, hob dadurch allmählich die Reibung von Gestein auf Gestein auf und machte die Lagerfläche zu einer schmierigen und glatten

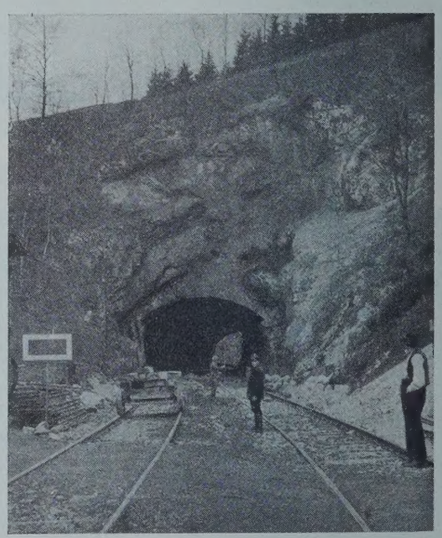


Abb. 6.

Gleitfläche (Abb. 6). Diese Vorgänge, die wohl allgemein äußerlich nicht leicht festzustellen sind, spielten sich unter dem Mantel der Rasenverkleidung ab und konnten nicht beobachtet werden. Nachdem das Gestein sich in einzelne Blöcke geteilt hatte, die auf der gegen den Voreinschnitt fallenden Gleitfläche ruhten, bedurfte es dann schließlich nur eines verhältnismäßig geringen Anstoßes, um die Massen ins Gleiten zu bringen. Vielleicht mag auch die Erschütterung der seit dem Bahnbau erheblich angewachsenen Betriebslasten den Vorgang beschleunigt haben. Der strenge Winter 1923/24 mit dem darauffolgenden nassen Sommer und die in der Zeit vor dem Ereignis niedergegangenen starken Regen haben dann noch weiter ungünstig gewirkt.

Das Vorkommnis macht weitgehende Vorbeugungsmaßnahmen gegen weitere Schäden zur Pflicht.

Die weiter fortschreitende Verwitterung des Gesteins kann an den hohen, steilen Böschungen nicht aufgehalten werden. Um die verwitterten Massen restlos in ihrer Lage festzuhalten, wären sehr hohe Stütz- und Futtermauern erforderlich, die wegen der allzugroßen Kosten nicht ausgeführt werden können.

Schon bei den Aufräumungsarbeiten wurden alle stark vorspringenden und überhängenden Felsen und verwitterten Partien abgeschlagen und teilweise abgesprengt; weitere Teile müssen im Laufe des Jahres noch zwecks Verflachung der Böschung beseitigt werden, so daß nach menschlichem Ermessen für den Bahnbetrieb keine Gefahr mehr besteht. Infolge des Bergrutsches hat sich über der Portalzone des Tunnelgewölbes eine in der Tunnelachse gemessene, etwa 7 m lange, von Überlagerung freie Fläche gebildet, die, wenn der Rutsch nicht stattgefunden hätte, beim Portalneubau hätte hergestellt werden müssen (Abb. 8). Auf dieser Fläche können etwaige, bei weiterer Verwitterung über dem Portal abstürzende einzelne Steine und Felsstücke aufgefangen werden. Ferner erhielt das wiederaufgebaute Portal (Abb. 7) pfeilerartige, parallel zur Bahnachse liegende Stirnflügel, um ein Abschieben des Portals von der Tunnelröhre zu

verhindern. Um vom Gebirge ausgehende, in der Richtung der Bahnachse wirkende Drucke besser aufzufangen, wurde die Portalstirn, wie der Grundriß der Abb. 7 zeigt, in einen Kreisbogen von 20 m gelegt, wodurch Gewölbewirkung erzielt wird. Das Gewölbe in der Portalzone wurde, wie gleichfalls aus Abb. 7 hervorgeht, durch einen Betonmantel geschützt, auf dem eine Schüttung mit Abraummaterial aufgebracht wurde.

Um an den übrigen Tunnelvoreinschnitten der Schwarzwaldbahn feststellen zu können, ob eine ähnliche Schichtung und Beschaffenheit des Gesteins wie beim oberen Portal des Schieferhaldetunnels vorhanden ist und die Gefahr besteht, daß weitere derartige Rutsche eintreten, wurde schon im vergangenen Jahr ein Teil der Tunnelvoreinschnitte der Rasendecke entkleidet, so daß der nackte Fels zu sehen ist. Mit dieser Arbeit wird fortgefahren, da das geologische Gutachten empfohlen hat, den Miarolitgraniten und den Granitporphyrgängen auf der ganzen Schwarzwaldbahn von Hornberg bis Sommerau erhöhte Aufmerksamkeit zu widmen. Da diese Gesteinsarten je nach dem Steigen und Fallen und der Maschenweite ihrer Klüftung ähnliche Gefahrzonen bilden können, so werden die Voreinschnitte gemeinsam mit dem Landesgeologen eingehend untersucht.

Wo Absturzgefahr besteht, muß die Böschung durch Abtragen der Massen verflacht werden. Bei den noch erforderlich werdenden Portalumbauten werden die Portale einige Meter vorgezogen, um über dem Portal abstürzende Steine und Felsstücke aufzufangen, auch werden sie, wie es hier geschehen, mit pfeilerartigen Stirnflügeln ausgebildet, um eine Abschiebung von der Tunnelröhre zu verhindern. Alle Voreinschnitte werden dauernd beobachtet, damit jegliche Veränderung wahrgenommen und rechtzeitig eingegriffen werden kann. Je nach Dringlichkeit werden diese Arbeiten im Laufe der nächsten Jahre nach und nach an allen Tunneln, wo dies erforderlich scheint, vorgenommen.

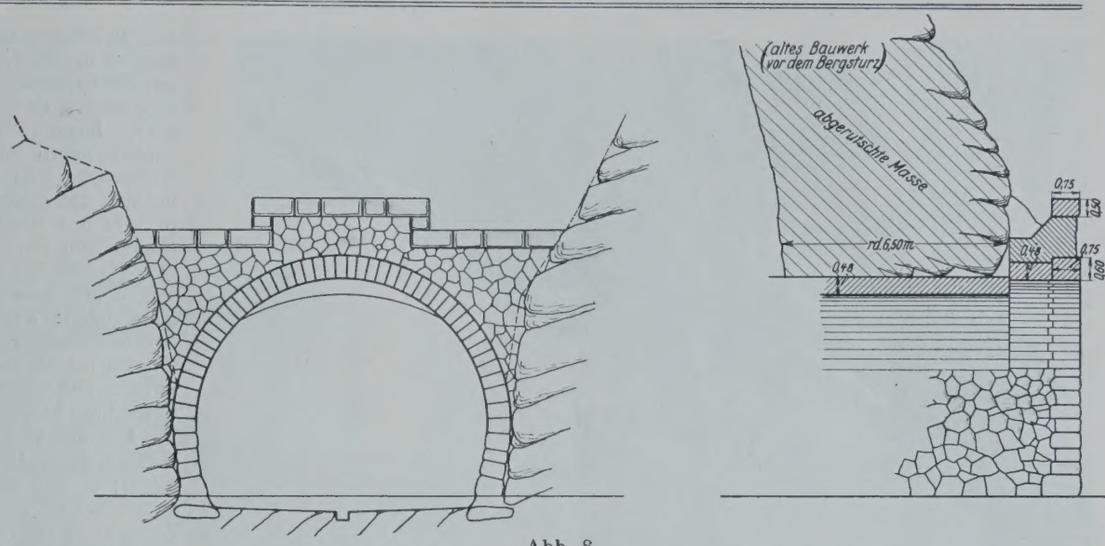


Abb. 8.
Oberes Portal des Schieferhaldetunnels (altes Bauwerk vor dem Bergsturz) km 66,2—66,3.

Alle Rechte vorbehalten.

Abraumförderbrücken im Braunkohlentagebau.

Eine Neuerung gegenüber dem üblichen Abraumverfahren im Braunkohlentagebau brachte 1924 die in den Plessaer Braunkohlenwerken in Plessa bei Elsterwerda in Betrieb genommene erste Abraumförderbrücke, die nach den Entwürfen der Allgemeinen Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H. (ATG) in Leipzig gebaut worden ist. Nach einem Aufsatze von Oberingenieur W. Ries in der Z. d. V. d. I. 1925, S. 947 u. f., dem die folgenden Ausführungen mit Genehmigung des Verfassers entnommen sind, stellt diese Förderbrücke die Verwirklichung eines seit vielen Jahren in Fachkreisen erwogenen Planes dar. Bei einigermaßen wagerechter Ablagerung der Flöze besteht nämlich die Möglichkeit, den ganzen Kohlenbetrieb durch eine längs der Baggerstraße verfahrbare Brücke zu überspannen, die sich einerseits auf das Deckgebirge, anderseits auf die gegenüberliegende Abraumhalde stützt. In Abb. 1 ist die nach dieser Anordnung gebaute Abraumförderbrücke in Plessa dargestellt. Die Brücke fährt auf einer Seite neben einem normalen Abraumbagger und auf gleichem Gleis mit diesem; auf der Haldenseite liegt die Gleisanlage auf einer Zwischenberme der Abraumhalde. Das vom Bagger gewonnene Material wird durch einen besonderen Querförderer auf die Brücke geleitet (Abb. 2), von der in die Brücke eingebauten Förderanlage nach der Haldenseite gefördert und teils vor, teils hinter der Stütze verstürzt. Das Feld wird hierbei im Sinne der Längsachse der Brücke abgebaut. Der durch den Abraumbagger vom Deckgebirge spanweise weggeschnittene Boden wird auf der Haldenseite wieder aufgeschüttet.

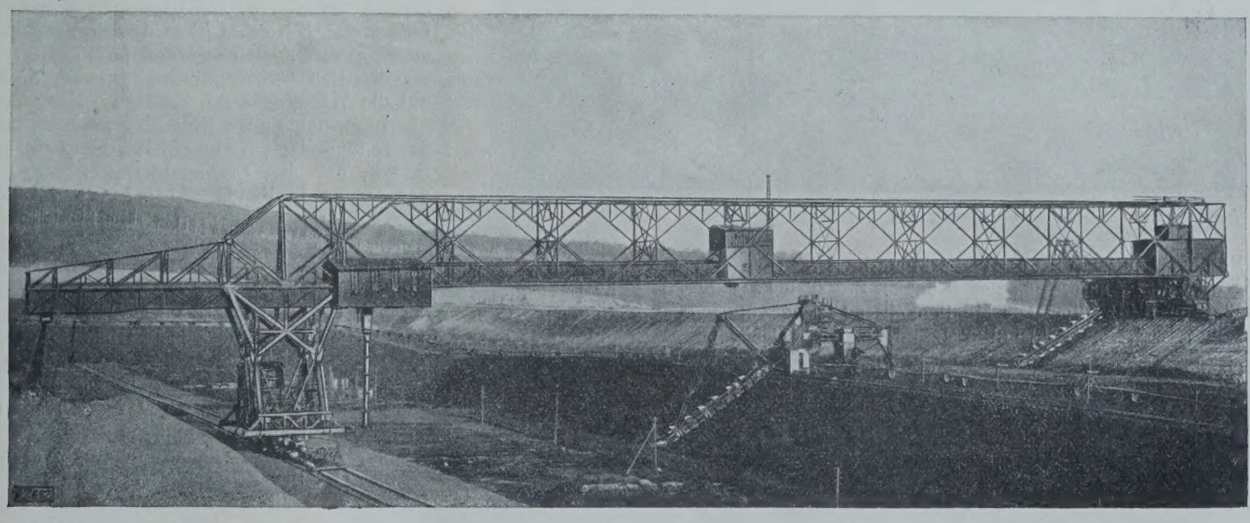


Abb. 1.

Grundbedingung für den Bau solcher Abraumförderbrücken war die Möglichkeit, den Brücken so große Spannweiten zu geben, daß den berechtigten Forderungen des Bergbaues hinsichtlich eines mehrmonatlichen Kohlenvorrates im Falle der Einstellung des Abraumbetriebes Rechnung getragen wird. Rechnet man mit einem Kohlenvorrat von 4 bis 6 Monaten, der auch mit Rücksicht auf das Austrocknen der Kohle zweckmäßig ist, so ergeben sich bei normalen Verhältnissen Brückenspannweiten von 120 bis 150 m, die natürlich

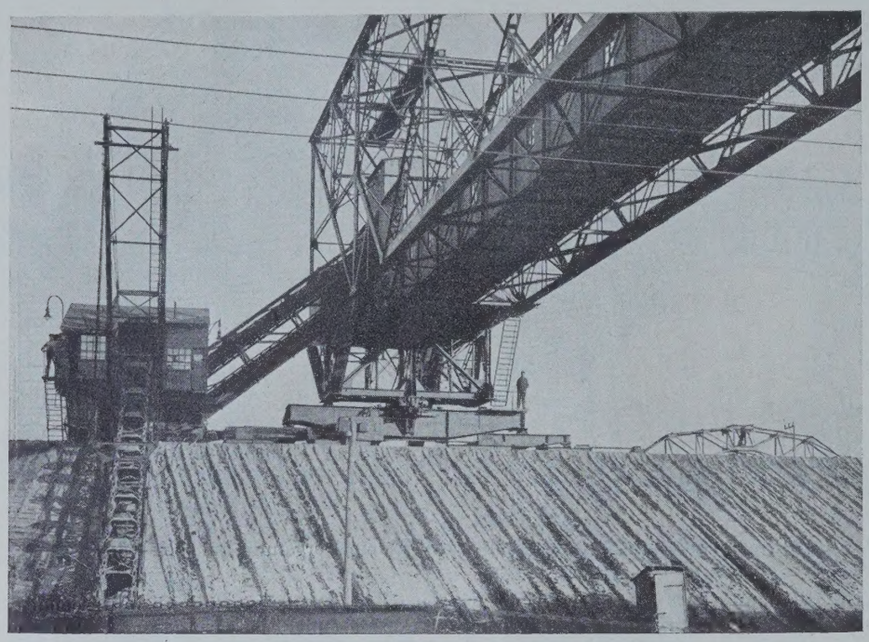


Abb. 2. Abraumförderbrücke mit besonderem Querförderer.

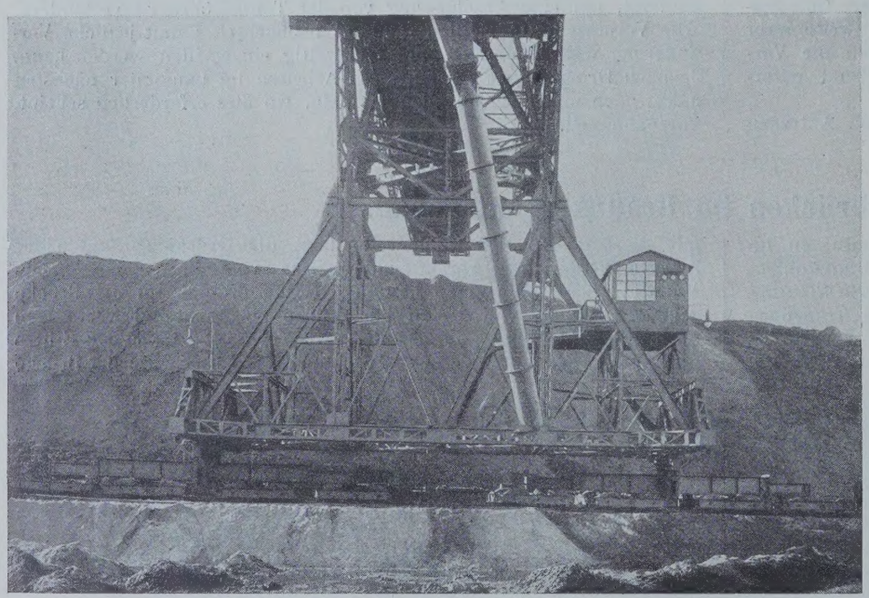


Abb. 3. Fahrwerk auf der Haldenseite.

ein hohes Eigengewicht der Brücken zur Folge haben. Hieraus entspringen, je nach der Ausführung der Brücken, Stützdrücke von 200 bis 600 t auf jeder Stützseite. Die Möglichkeit, so hohe Stützdrücke zuzulassen, hängt von der Art und Tragfähigkeit des Deckgebirges ab. Bei der Anlage Plessa mit 125 m Spannweite und 25 m Auslegerlänge beträgt der Stützdruck auf der Baggerseite beispielsweise 250 t. Da Bagger von diesem Gewicht bereits mehrfach im Betrieb sind, bietet dieser Stützdruck nichts Neues. Anders liegen dagegen die Verhältnisse auf der Haldenseite. Es besteht hier zunächst die Möglichkeit, das Fahrgleis auf einem Arbeits-Zwischenplanum der Kohle, also auf gewachsenem, sehr tragfähigem Boden zu verlegen; doch setzt dies eine gewisse Mächtigkeit des Flözes voraus, weil sich sonst dessen Abtragung in zwei Schnitten nicht lohnt; außerdem geht der zwischen dem Brückenfahrwerk und der Halde liegende Flözstreifen für die Kohlenreserve verloren, abgesehen davon, daß die Anordnung sehr lange Ausleger, unter Umständen bis zu 100 m erfordert.

Für die Verlegung des haldenseitigen Gleises kommt weiterhin das freigelegte Liegende in Betracht; in den meisten Fällen scheidet dies jedoch wegen seiner unregelmäßigen und meist welligen Ablagerung aus, und es besteht dann also nur die Möglichkeit, die Gleisanlage auf der Halde selbst zu verlegen. Dies geschieht am besten dadurch, daß die Halde durch einen wagerechten Einschnitt unterteilt und dieser in der zur Aufnahme der Gleise erforderlichen ebenen Form ausgeführt wird. Hierbei kann dieses Gleisplanum dadurch geschaffen werden, daß vor dem haldenseitigen Stützwerk der Brücke so viel Material abgezogen wird, als zur beabsichtigten Höhe des Planums erforderlich ist, während der Rest des Materials über die Stütze hinweg auf Hochkippe geht. Dabei ist es eine von Fall zu Fall zu entscheidende Zweckmäßigkeitsfrage, in welcher Höhe dieses Gleisplanum erzeugt wird. Legt man die Gleise ungefähr in Höhe der Haldenoberfläche, so kann man zwar die Brückenstütze sparen, muß aber, abgesehen von einer größeren Brückenspannweite, die erhöhte Rutschgefahr sowohl für die Halde als auch für die Brücke in Kauf nehmen. Ordnet man dagegen, wie dies in Plessa ausgeführt wurde, die Fahrgleisebene so tief an, wie es die höchsten Erhebungen des Liegenden gestatten, so wird der Abraum durch den rd. 20 m tiefen Sturz erfahrungsgemäß festgeschlagen und damit die Standsicherheit des die Gleise tragenden Haldenteils wesentlich erhöht; dafür erfordert die Stütze einen gewissen Mehraufwand an Baustoff, und es ergeben sich erhöhte Schwierigkeiten im Hinblick auf die Windkräfte.

In beiden Fällen liegt die gesamte Gleisanlage der Haldenseite auf kurze Zeit vorher geschüttetem Boden, der den Gesamtstützdruck, der z. B. bei der Anlage in Plessa auf dieser Seite 350 t beträgt, in genügend betriebsicherer Weise aufzunehmen hat. Zu diesem Zwecke wurde das Fahrwerk der genannten Anlage (Abb. 3) 30 m lang ausgeführt und mit 32 Laufrädern versehen. Hierdurch bleibt der Flächendruck auf den Boden unter der zulässigen Grenze von etwa 1 kg/cm². Da das Deckgebirge in Plessa aus gutartigem Sand besteht, so hat dort die Halde genügende innere Festigkeit, um den Stützdruck betriebsicher aufzunehmen.

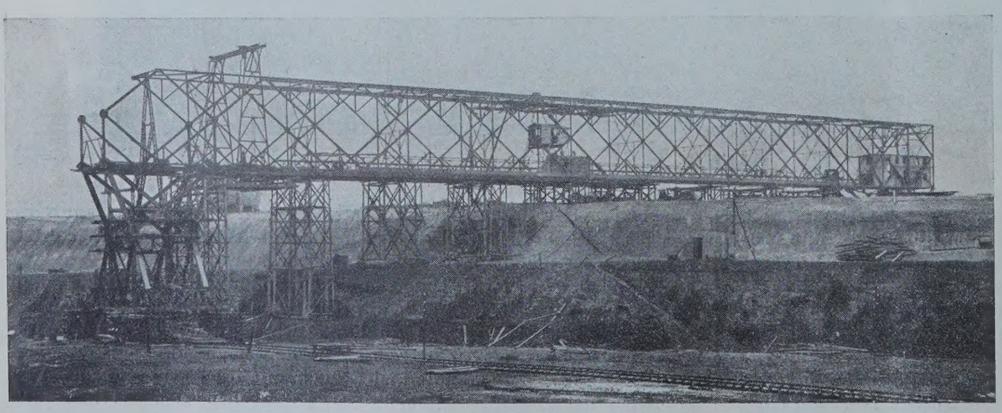


Abb. 4.

Eine unbedingte Sicherheit besteht allerdings weder auf der Baggerseite noch auf der Haldenseite. Die Brücke muß also so bemessen werden, daß in Fällen höherer Gewalt der Träger nicht zusammenbricht. So unerwünscht die hierdurch sich ergebenden Mehrgewichte, die ja ihrerseits selbst wieder den Keim zu einer weiteren Erhöhung der oben geschilderten Schwierigkeiten in sich tragen, auch sind, so gefährlich und kurzsichtig wäre es, die Abrutschgefahr der Böschungen zu vernachlässigen und für die Berechnung des Trägers einfach die unbedingte Standsicherheit der Böschungen vorauszusetzen, um den Träger leicht bauen zu können.

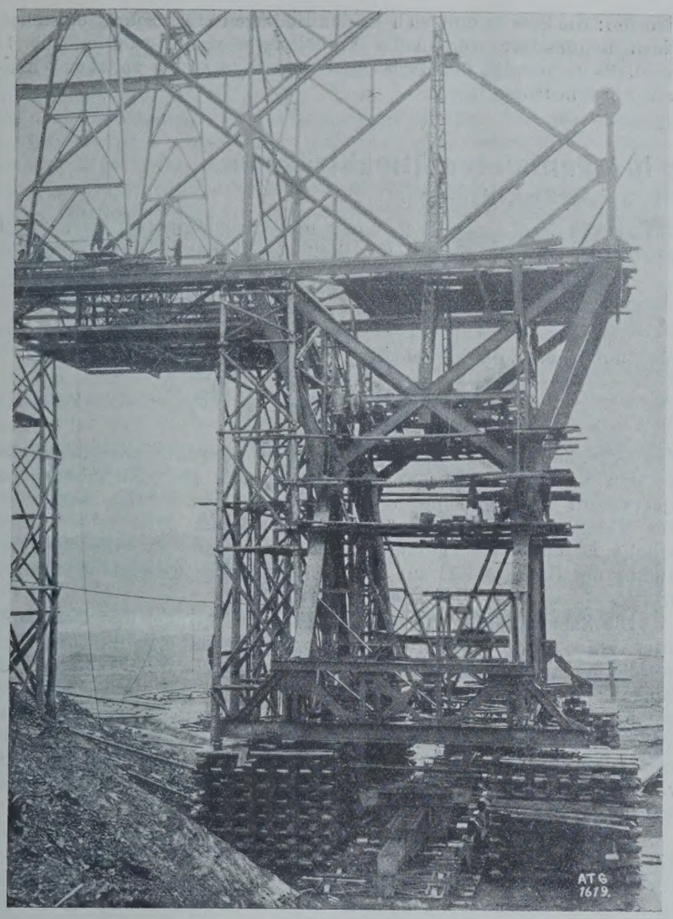


Abb. 5.

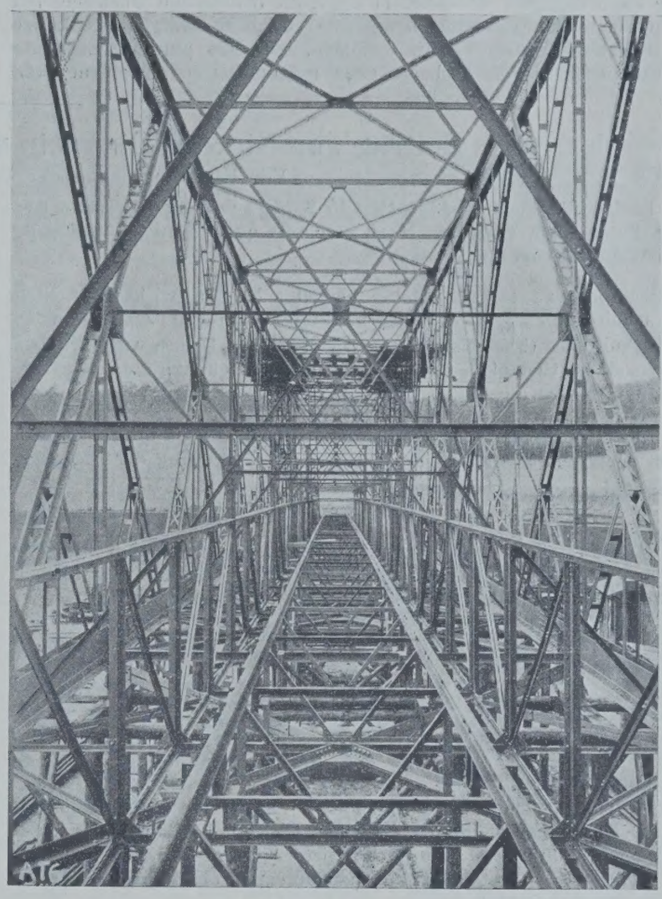


Abb. 6. Ansicht in den Innenraum der Förderbrücke.

Eine besondere Schwierigkeit für den Förderbrückenbetrieb liegt darin, daß bei dem großen Abstande der Fahrgleise die Gleisentfernungen nicht genau eingehalten werden können, weil die Brücke dem Abbau des Feldes entsprechend dauernd verschoben werden muß, was bekanntlich durch Rücken der Fahrgleise mit Hilfe von Gleisrückmaschinen geschieht. Die durch Einschaltung von Pendelstützen möglicherweise erreichbaren Stützweitenänderungen, wie bei normalen Verladebrücken vielfach ausgeführt, genügen nicht. Es ist vielmehr erforderlich, daß sich die Stützweiten zwanglos um mehrere Meter verändern können. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, auf der einen oder anderen Seite der Brücke den Brückenträger auf den Unterwagen längs verschiebbar zu lagern. Bei der Anlage

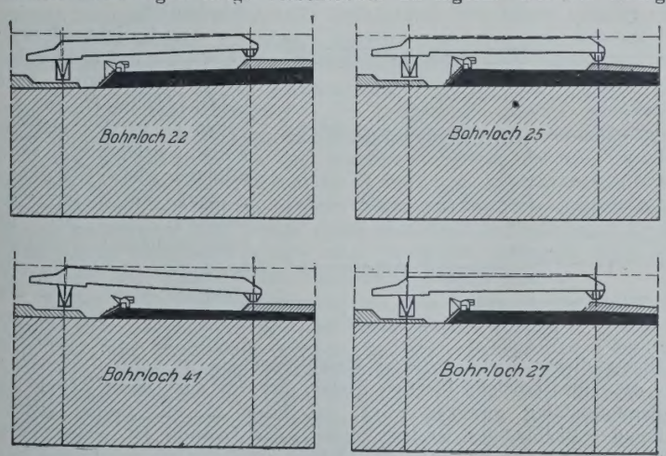


Abb. 7 bis 10. Neigungen der Brücke gegen die Wagerechte.

in Plessa wurde z. B. die haldenseitige Stütze mit einer unteren Schlittenführung versehen, die Stützweitenänderungen bis zu 7 m gestattet. Abb. 4 u. 5 zeigen die Plessaer Förderbrücke im Bau, Abb. 6 gibt eine Ansicht in den Innenraum der Brücke.

Der wechselnden Ablagerung des Deckgebirges und des Flözes entsprechend, werden nun während des Betriebes die Gleise der Abraumförderbrücke die verschiedensten Lagen zueinander einnehmen. Es wird vorkommen, daß beispielsweise die Brücke mit Rücksicht auf einen zweckmäßigen Aufbau der Berme an dieser Seite im Gefälle fahren muß, während gleichzeitig an der Baggerseite die Gleise in einer Steigung liegen, so daß also die beiden Gleisebenen gegeneinander verwunden sind. Ferner wird sich der Höhenunterschied der beiden Fahrgleise zueinander während des Betriebes dauernd ändern, d. h. die Brücke wird je nach den Ablagerverhältnissen in verschiedenen Betriebszeiten entweder nach der Bagger- oder nach der Haldenseite mehr oder weniger geneigt stehen. Abb. 7 bis 10 zeigen Schnitte durch die Ablagerung eines mitteldeutschen Braunkohlenvorkommens und die hierbei notwendigen verschiedenen Neigungen der Brücke.

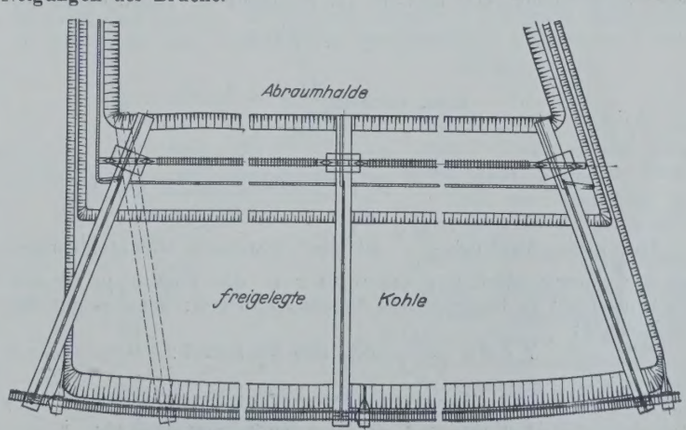


Abb. 11. Lage der Brücke an den Strossenenden.

Auch ein Schrägstellen der Brücke gegen die beiden Strossenkanten ist im Betriebe notwendig. Liegt die Markscheide parallel zur Abbaurichtung, so werden häufig die Baggerstrossen senkrecht zur Markscheide liegen. Auf der einen Seite, der Baggerseite, wird der Bagger mit der Brücke so weit fahren müssen, wie es die Ausnutzung des Feldes verlangt. Auf der gegenüberliegenden Halden-

seite kann dagegen, wie Abb. 11 zeigt, die Brücke mit Rücksicht auf die vorhandenen Böschungen und die verhältnismäßig große Länge des Fahrwerkes nicht so weit folgen, daß eine parallele Lage der Brückenachse zur Markscheide noch möglich ist, oder mit anderen Worten: die Brücke muß sich in den Endlagen stark schräg einstellen. Noch ungünstiger werden die Verhältnisse, wenn, wie in Abb. 11 ebenfalls dargestellt, die Markscheide bereits in einem spitzem Winkel zur Abraumstrosse liegt. (Schluß folgt.)

Beitrag zur Nietstaffelberechnung bei genieteten Blechträgern.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. **Otto Syffert**, Nürnberg.

In der „Bautechnik“ 1924, Heft 45, S. 516 empfiehlt Blaimberger den durch einen einzelnen Nietquerschnitt gewonnenen Zuwachs an Widerstandsmoment mit

$$W_n = F_n \cdot s_{Fl}$$

in Rechnung zu setzen. Dabei bedeutet F_n den wirksamen Nietquerschnitt und s_{Fl} den Schwerpunktabstand des anzuschließenden Querschnitteiles (Flacheisens) von der Nullinie. Diesen Ausführungen mögen einige Gedanken über die Nietstaffelberechnung überhaupt hinzugefügt werden.

I.

Im allgemeinen wird der genietete Blechbalkenträger als homogener Querschnitt angesehen. Die übliche Ermittlung der Biegungsspannung

$$\sigma = \frac{M}{J} \cdot y$$

hat ja notwendigerweise u. a. auch ein vollkommen homogenes Verhalten des Querschnitts zur Voraussetzung. Von einer wirklichen Homogenität des Blechträgers kann jedoch niemals die Rede sein. Die Einzelelemente seines Querschnitts sind rein mechanisch zusammengefügt. Die überall wirkende und vermittelnde Zusammenarbeit der inneren Kräfte im homogenen Körper ist hier einzig und allein durch die örtlich eng zusammengedrängte Wirksamkeit der einzelnen Niete ersetzt. Wenn also trotzdem Homogenität und homogenes Verhalten vorausgesetzt wird, so darf dies nur als bloße Annahme geschehen. Diese für den Berechnungsgang grundlegende Annahme wird sich auch nur auf solche Teile des Balkens erstrecken dürfen, wo tatsächlich die zugehörige Vernietung einen genügend starren Zusammenschluß der einzelnen Querschnittselemente gewährleistet, wo mit anderen Worten die Nietverbindung wirklich ausreicht, um sämtliche auftretenden Fugenspannungen ohne größere Formänderung zu vermitteln.

Um nunmehr zu untersuchen, wann diese Bedingung erfüllt ist, sei zunächst ein genieteter Träger auf zwei Stützen mit gleichbleibendem Querschnitt unter irgendwelcher lotrechter Belastung betrachtet (Abb. 1). Im Punkte x herrscht das Moment M_x. Dieses wird aufgenommen von dem Kräftepaar D_x und Z_x, das sind die beiden Resultanten aller Normalspannungen des Querschnitts. Der Anteil d_x bezw. z_x des Flächenelementes f_n an D_x bezw. Z_x berechnet sich alsdann bei Annahme der Homogenität auf

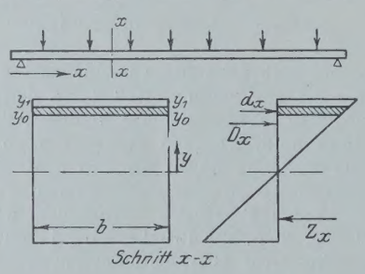


Abb. 1.

$$d_x \text{ bezw. } z_x = b \int_{y_0}^{y_1} \sigma \cdot dy$$

$$\text{oder, da } \sigma = \frac{M}{J} y,$$

$$\text{auf } d_x \text{ bezw. } z_x = \frac{M}{J} \int_{y_0}^{y_1} by \cdot dy = \frac{MS}{J}.$$

Der letzte Ausdruck $\frac{MS}{J}$ ist aber seinerseits wieder identisch mit der Summe sämtlicher von 0 bis x in der Fuge y_0 y_0 für das Flächenelement f_n übermittelten Schubspannungen; denn es gilt für die Breite b:

$$T\,b\,dx = \frac{QS}{J}\,dx, \text{ und bei } b = 1:$$

$$\int_0^x T\,dx = \int_0^x \frac{QS}{J}\,dx, \text{ wofür aber auch, da}$$

$$Q = \frac{dM}{dx} \text{ gesetzt werden darf:}$$

$$\int_0^x T\,dx = \int_0^x dx \cdot \frac{S}{J} \cdot \frac{dM}{dx} = \frac{MS}{J};$$

das gleiche Ergebnis läßt sich auch unmittelbar übersehen. Der Einzelbetrag der Schubkraft auf die Breite $b = 1$ und Länge dx ist mit

$$\frac{(M_{(x)} - M_{(x-dx)})\,S}{J} \text{ gegeben,}$$

die Summe über die ganze Länge 0 bis x mit

$$\frac{(M_{(x)} - M_{(x-x)})\,S}{J} = \frac{M_{(x)}\,S}{J};$$

das heißt, sobald die einzelnen Querschnittselemente unverändert bis zu den beiden Auflagerpunkten durchlaufen, bei gleichbleibendem Querschnitt also, gibt für jedes Querschnittselement die Summe all der Einzelbeträge T vom Auflager bis zu dem untersuchten Querschnitt x immer die gesamte Größe d_x bezw. z_x, die bei Annahme der Homogenität auf das betreffende Flächenelement entfallen würde.

Die Schubspannungen zwischen Steg, Gurtwinkel und Deckflacheisen sind nun meistens so gering, daß sie mit den üblichen Nietverbindungen ohne Schwierigkeiten übertragen werden können. Es bedeutet auch wenig, daß sie dabei durch die gewählte Nietteilung immer auf eine gewisse Entfernung zusammengefaßt werden. Der Träger mit gleichbleibendem Querschnitt darf sonach bei entsprechend bemessener Vernietung ohne wesentliche Abweichung von der Wirklichkeit in jedem Querschnitt als homogen berechnet werden.

Jetzt sei ein Träger betrachtet, dessen Querschnitt innerhalb der Feldweite durch Auflage von Deckflacheisen noch verstärkt wird. Hier gestalten sich die Verhältnisse bei dem neu hinzukommenden Querschnittselement ganz anders. Dessen entsprechender Anteil d_{x_0} bezw. z_{x_0} an der Resultante Z_x bezw. D_x berechnet sich zwar wieder wie im ersten Falle bei Annahme der Homogenität auf

$$z_{x_0} = d_{x_0} = \frac{M_x\,S_{x_0}}{J},$$

diesmal beginnt aber der Querschnitt f_0 erst bei a. Die entscheidende Nietreihe vom Auflager bis a ist gar nicht vorhanden, und deshalb fehlt dem neuen, verstärkenden Querschnittselement die nötige Gegenkraft, um wirklich den Anteil z_{x_0} bezw. d_{x_0} ausüben zu können.

Dieser Balken mit ungleichem Querschnitt kann also bei Auflage einer Verstärkung erst von dem Querschnitt ab wieder als homogen in all seinen Elementen angesehen werden, wo die fehlende Nietreihe bereits einen anderen Ersatz gefunden hat, d. h. wo der Betrag d_{x_0} bezw. z_{x_0} durch irgendwelche anderen Maßnahmen eingebracht worden ist.

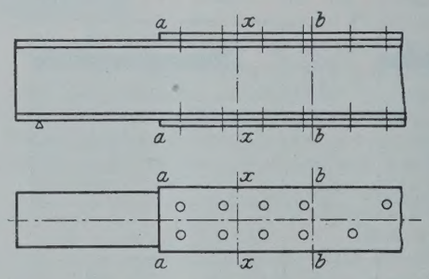


Abb. 2.

Man bedient sich hierzu wieder des altbewährten Nietes, wird aber wegen der Größe von d_{x_0} bezw. z_{x_0} in den meisten Fällen gezwungen sein, nunmehr gleich eine ganze Anzahl von Nieten vorzusehen, die sich in irgendwelchen konstruktiv bedingten Abständen aufeinander folgen (vergl. die Niete in Abb. 2 zwischen a und b). Die Gesamtwirkung dieser Niete in ihrer Geschlossenheit ist dann die gleiche wie die eines einzigen ideellen Nietes, der für sich allein genügend widerstandsfähig gewesen wäre, d_{x_0} bezw. z_{x_0} auf einmal aufzunehmen. Rechts der letzten Einheit der Gruppe ist sonach die Homogenität auch für den verstärkten Querschnitt vollständig gesichert, und alle weiteren Nietverbindungen brauchen nur wieder die einzeln anfallenden Schubkräfte der Fuge auszuhalten.

Wie sich aber innerhalb der Nietgruppe selbst, zwischen den beiden Grenzpunkten a und b, der allmähliche, stufenweise Übergang zur Homogenität des verstärkten Querschnitts vollzieht, wieviel der einzelne Niet der Gruppe zum starren Anschluß des neuen Querschnittelementes für sich allein beiträgt, dafür fehlen alle Anhaltspunkte. Der Nietanschluß ist in gewisser Beziehung „statisch unbestimmt“.

II.

Da durch den Verfolg gerade der letzten Frage bei der Längenbemessung der Verstärkungsteile und auch bei der Vernietung eine Materialersparnis erzielt werden kann, versucht das Verfahren der Nietstaffelberechnung die zahlenmäßigen Beträge und die statische Bedeutung dieser allmählichen, stufenweisen Einbeziehung des Querschnitts zu ermitteln. Allerdings faßt sie hierbei die ganze Aufgabe des Querschnittanschlusses von einer völlig anderen Seite. Sie hält weder die Schubkräfte in ihrer Auswirkung als einmalige Summengröße und weiterhin als fortlaufende Fugenspannungen auseinander, noch unterscheidet sie dementsprechend bei der Nietanordnung die eigentliche Anschlußgruppe $a-b$ von den fortlaufenden Schernieten. Ihre Berechnungsgrundlagen vernachlässigen die Kraftwirkung überhaupt und vergleichen lediglich die beiderseitigen Flächen und deren Widerstandsmomente bezogen auf die Nullachse.

Am besten geht dies aus folgendem Wortlaut hervor: „Die Querschnittsfläche und der gegenseitige Abstand der die Gurtungsteile unter sich und mit dem Wandblech verbindenden Niete sind derart zu bestimmen, daß in jedem senkrecht zur Neutralen geführten Schnitte die Summe der Widerstandsmomente dieser Nietflächen mindestens gleich ist dem Widerstandsmomente des bis zu dieser Stelle auf das Wandblech zu übertragenden Teiles des betrachteten Gurtungsquerschnittes."[1])

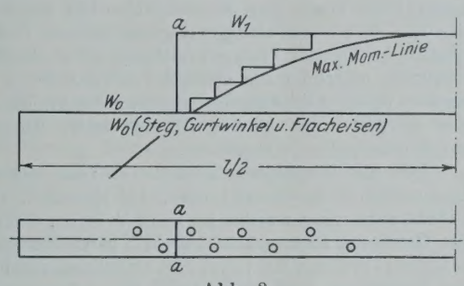


Abb. 3.

Die Aufstellung der Nietstaffel geht demnach nur von den Flächengrößen aus, nimmt zudem an, daß jeder einzelne Niet ohne Berücksichtigung der Gesamtquerschnittsgröße des Verstärkungseisens jeweils eine seiner Nutzfläche entsprechende Querschnittsfläche anzuschließen vermag, und betrachtet infolgedessen den völligen Anschluß auch erst dann als erreicht, wenn auf diese Art die ganze Fläche eingebunden ist. Schließlich paßt die zeichnerische Darstellung der Nietstaffel die Widerstandsmomente dieser Flächen bezogen auf die Nullachse den jeweils zur Aufnahme der größten Biegungsspannungen erforderlichen Widerstandsmomenten an.

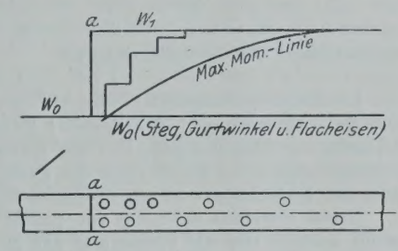


Abb. 4.

Angewandt bietet die Nietstaffelberechnung das übliche Bild der Abb. 3 oder auch der Abb. 4. Die erstere besonders flache Stufung ist fast bei allen älteren Brückenkonstruktionen Süddeutschlands anzutreffen, die zweite, neuere und zweifelsohne statisch günstigere Gestaltung scheint sich erst um die Wende des Jahrhunderts durchgesetzt zu haben.

In dem angezogenen Aufsatz vom Oktober 1924 schreibt nun Reg.-Baurat Blaimberger: „Die allgemein übliche Nietstaffelberechnung mittels Bildung der Widerstandsmomente der reduzierten Nietquerschnitte stellt die auf Abscheren beanspruchten Nietquerschnitte auf eine Stufe mit den durch die Biegungsspannungen normal beanspruchten Flächenteilen des Trägerquerschnitts, begeht somit streng genommen den Fehler eines unmittelbaren Vergleichs zweier verschieden benannter Größen und entspricht jedenfalls nicht der tatsächlich sich einstellenden Nietbeanspruchung."

Damit ist in Übereinstimmung mit dem unter I Ausgeführten der Inhalt aller Bedenken gegen das Verfahren der Nietstaffel getroffen. Die einzelnen Nietflächen können bei der vorliegenden Biegungsbeanspruchung lediglich abgeschert werden, sie können nur Schubspannungen übertragen. Die Schubkräfte haben aber ihrerseits als Differenzialwerte mit der absoluten Größe der größten Normalspannungen unmittelbar nichts zu tun. Vor allem wird die Verteilung der größten Schubkräfte, die einzig und allein bei der Nietanordnung maßgebend ist, als Funktion $\frac{dM}{\omega}$ im allgemeinen kaum mit der Verteilung der größten Normalspannungen als Funktion $\frac{M}{\omega}$ im Bereich des Anschlußgebietes zusammenfallen. Wenn also dennoch die Verteilung der größten Normalspannungen bei der Anordnung der Anschlußniete als Grundlage und Grenze genommen wird, so kann dies gerade bei den meist beanspruchten Endnieten der obersten und kürzesten Deckflacheisen zu einer ungünstigen und statisch bedenklichen Nietteilung verleiten.

Ungünstig insofern, als der Abstand der einzelnen Niete und damit die Längenentwicklung der ganzen Gruppe lediglich einseitig durch die flachere oder steilere Gestaltung der Größtmomentenlinien bezw. deren Umhüllungskurve festgelegt wird. So entspricht die weitläufige Nietanordnung nach Abb. 3 durchaus den Grundsätzen der Nietstaffelung, zieht aber in Wirklichkeit das Gebiet der gestörten Homogenität $a-b$ unnötig weit auseinander. Als äußerster Fall könnte sogar die Staffelung von nur zwei oder drei Nieten der Momentenlinie genügen, ohne daß je die Nietverbindung ausreichen könnte, das aufgelegte neue Querschnittselement in die elastischen Formänderungen des Hauptquerschnitts einzuzwingen, d. h. ohne daß je die Platte bis zur Homogenitätsgrenze b angeschlossen würde.

Eine statisch bedenkliche Verteilung der Niete insofern, als mit jeder Zunahme der Strecke $a-b$, mit jeder weiteren Auflösung der zusammengehörigen, wie eine Scherfläche wirkenden Niete die Annahme ihrer Zusammenarbeit immer mehr an Berechtigung verlieren muß. Nach den Versuchsergebnissen von Prof. Dr.-Ing. Schachenmeier (mitgeteilt im „Bauingenieur", 3. Jahrg., Heft 24) schadet allerdings selbst eine sehr ungleichmäßige Beanspruchung der Nietflächen und Eisenquerschnitte innerhalb der Anschlußnietgruppe nichts. Eine Überschreitung der Elastizitäts- und selbst der Streckgrenze erscheint sogar als günstige Voraussetzung für ein richtiges Einspielen der Niete unter sich. Der überlastete Eisenquerschnitt und Niet wird so lange nachgeben, bis überall eine gleichmäßige Mitarbeit erreicht ist. Dann tritt infolge der wunderbaren Eigenschaft des Flußeisens, der Verfestigung durch Kaltreckung, eine Verfestigung des Werkstoffs für diesen ausgeglichenen Zustand ein. Da endlich durch die gegenseitig festgelegte Lage der Niete jede weitere Formänderung mit der Entlastung zwangläufig wieder beseitigt wird, bleibt auch die gefahrvolle Summierung der Dehnungen unmöglich.

Gelten aber diese günstigen Verhältnisse in gleichem Maße auch für ganz lose auseinandergezogene Nietreihen, wie sie die Nietstaffel zuläßt, da mit zunehmenden Längen die gleiche Größe der Formänderung immer geringere Spannung erfordert, der endgültige Spannungsausgleich von immer größeren Formänderungen abhängig wird? Die Praxis scheint diese Frage jedenfalls verneint zu haben. Sie schließt nämlich schon lange frei und unbeeinflußt von den eigentlichen Regeln und Hilfen der Nietstaffel immer eine gewisse Zahl von Nieten zu einer eigenen Endgruppe zusammen.

III.

Die Nietstaffel darf also in ihrer Anlehnung an die Maximallinie der Normalspannungen wohl als weiteste Begrenzung der Nietabstände angesehen werden, es empfiehlt sich aber, unabhängig von ihr den Querschnittswert und die konstruktiv günstigste Längenentwicklung der statisch geforderten und rechnerisch faßbaren Endnietgruppe $a-b$ als geschlossenes Konstruktionsglied festzulegen.

Die einfachste Lösung hierfür wäre, gleich wie die Nietstaffel, nur in gedrängter Gruppe, die gesamte Nutzfläche des neuen Querschnitts zu übertragen ohne Rücksicht auf die tatsächlich anfallenden Kräfte.

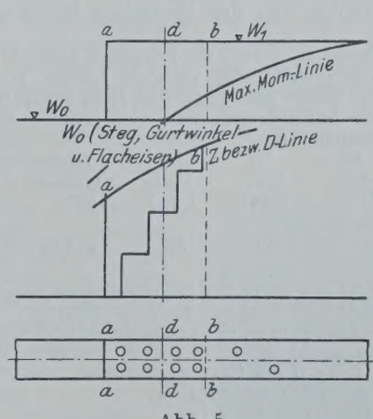


Abb. 5.

Es hieße dann

$$n f_n = f_e,$$

wobei n die Anzahl der Niete, f_e und f_n die Nutzflächen von Niet und Eisen.

Soll an Nietarbeit gespart und nur die auftretende Größe $\frac{MS}{J}$ in der geschlossenen Gruppe übermittelt werden, dann empfiehlt sich das Verfahren nach Abb. 5: Die Z- bezw. D-Kurve wird in beliebigem Maßstabe durch einfachste proportionale Verzerrung der Größtmomentenlinie aufgetragen, denn es gilt:

$$Z \text{ bezw. } D = \frac{MS}{J} = MK.$$

Nach dem eingangs Dargelegten ist damit auch für jeden Punkt die jeweilige Summe aller ideellen Schubkräfte vom Auflager her ermittelt. Außerdem wird für die konstruktiv bedingte Anordnung

[1]) Ziffer 20, § 12 der „Besonderen Vertragsbedingungen für die Ausführung eiserner Brücken- und Hochbaukonstruktionen vom 1. Januar 1912," gültig bei den ehemalig kgl. bayerischen Staatseisenbahnen.

der Nietgruppe eine Art Staffel gezeichnet aus den Längenabständen als Abszisse und den Nietquerschnitten multipliziert mit der größtzulässigen Scherbeanspruchung, also

$$S_n = f_n \tau_{zul} \text{ als Ordinate.}$$

Zum Schlusse wird dann diese Staffel so an den rechnerischen Endpunkt d der Platte angelegt, daß je nach Übung zwei oder drei Nietpaare vor den Punkt d zu liegen kommen. Auf diese Art ist die Anzahl der Niete, die konstruktiv günstigste Längenentwicklung ihrer geschlossenen Gruppe und die statisch erforderliche Länge der Verstärkungsplatte eindeutig bestimmt. Da rechts von b endlich nach dem Vorausgegangenen der homogene Anschluß gesichert ist, brauchen alle folgenden Niete nur wieder nach den jeweils größtmöglichen Schubspannungen ihres Wirkungsbereichs verteilt und bemessen zu werden.

Bezüglich der Nachprüfung bestehender Brücken sei zum Schlusse noch erwähnt, daß hier die jeweils gültige Größe z und d in genau der gleichen Weise als Kurve gezeichnet werden kann wie zuvor, ungelöst bleibt nur die Frage, wieviel Niete von der fortlaufenden Reihe zu der jeweils erforderlichen Gruppe noch zusammengezählt werden dürfen.

Mangels anderer Grundlagen könnte hierfür die Länge als Grenze dienen, die bei einer entsprechenden Neukonstruktion oder nachträglich eingefügten Verstärkung der Gruppe als größtzulässige Längenentwicklung der richtig bemessenen Nietgruppe gelten würde. Die Aufgabe ließe sich dann wieder graphisch mit der Staffel — Nietscherkraft und Nietabstand — einfach und übersichtlich lösen.

Alle Rechte vorbehalten.

Elastizität und Festigkeit von Glas als Baustoff.

(Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart.)

Von **Otto Graf.**

Für die Verwendung von Fensterglas, Rohglas, Spiegelglas und Kristallglas haben sich im Bauwesen Erfahrungsregeln gebildet, die gewisse Mindestfestigkeiten des Glases voraussetzen, ohne daß letztere in der Regel bekannt sind. Systematische Maßnahmen zur weitergehenden Ausnutzung der Festigkeitseigenschaften des Glases sind bisher nicht bekanntgeworden. Die Deutsche Glastechnische Gesellschaft gab deshalb die Anregung, das in Stuttgart vorhandene Material zu sichten und bekanntzugeben; dank der Unterstützung dieser Gesellschaft und der Glasindustrie konnten dabei auftretende Lücken mehr oder minder geschlossen werden. Die folgenden Angaben sind dem von anderer Stelle veröffentlichten Bericht[1]) über diese Versuche als Beispiele entnommen.

1. Elastizität. Die mittleren Werte der Dehnungszahl liegen für Fensterglas, Rohglas und Spiegelglas nahe bei $\alpha = 1/750\,000$. Drahtglas und Triplexglas lieferten im Mittel etwas größere Werte; es dürfte sich empfehlen, für diese Gläser $\alpha = 1/700\,000$ zu setzen. Fast derselbe Wert ist für Kristallglas ermittelt worden.

Von den Beobachtungen bei den Elastizitätsversuchen wird der Glasverbraucher, im besonderen der Bauingenieur zu beachten haben, daß sich die Elastizität des Glases bis zum Bruch unabhängig von der Größe der Belastung erwies; die Schaulinie, die die Beziehung zwischen Formänderung und Belastung angibt, ist bei allen untersuchten Gläsern hinreichend genau eine Gerade. Weiter ist wichtig, daß das Glas sowohl bei Biegungs- als auch bei Druckbeanspruchung keine, jedenfalls nur außerordentlich kleine bleibende Formänderungen erfährt; bleibende Formänderungen erträgt das handelsübliche Tafelglas nicht. Der Glasverbraucher muß deshalb bekanntlich beim Einbau von Glas auf Vermeidung von Anstrengungen hinwirken, die durch Fassung und Auflagerung des Glases verursacht werden können. Wenn dies geschieht, kann die an sich hohe Widerstandsfähigkeit des Glases wertvoll ausgenutzt werden. Welche Bedeutung dabei den Formänderungen der Sprossen usf. zukommt, bedarf besonderer Untersuchung.[2])

2. Biegungsfestigkeit. Nach den bisherigen Kenntnissen über Glas und andere Baustoffe war zu erwarten, daß die Biegungsfestigkeit von Glastafeln in der Regel nicht an allen Stellen gleich groß ausfällt, namentlich auch, daß in den Glastafeln Spannungen enthalten sind, die die Widerstandsfähigkeit gegen äußere Kräfte verringern. Diese Verminderung der Widerstandsfähigkeit muß um so mehr zur Geltung kommen, je größer die Glastafel gewählt wird. Denn größere Tafeln weisen verhältnismäßig mehr schwache Stellen auf; es können durch das Zerteilen der großen Tafeln innere Anstrengungen mehr oder minder ausgelöst werden usf.

Da die Biegungsfestigkeit von Glas meist an verhältnismäßig kleinen Stücken ermittelt wird, bei Bauausführung also weit größere Stücke verwendet werden als beim Versuch, war es geboten, den Einfluß der Größe der Probestücke zu verfolgen. Hierzu standen zwei Rohglasscheiben (Era und Erb) und drei Drahtglasscheiben (Eda, Edb und Edc) zur Verfügung, jede 40 cm breit, 80 cm lang und 0,5 bis 0,7 cm stark.

Zunächst fand Belastung der Scheiben bei $l = 75$ cm Auflagerentfernung statt. Die bei diesem Versuch entstandenen Bruchstücke wurden dann in Stücke von $b = 20$, 10 bezw. 5 cm Breite zerlegt und mit $l = 30$ bezw. 15 bezw. 7,5 cm Auflagerentfernung der Biegeprobe unterworfen.

Die Biegungsfestigkeit fand sich im Mittel aus allen Versuchen

bei $l =$	75	30	15	7,5 cm
und $b =$	40	20	10	5 cm
zu $K_b =$	216	366	404	485 kg/cm²,
entsprechend den Verhältniszahlen	1	1,7	1,9	2,2.

Die Biegungsfestigkeit erwies sich somit in hohem Maße abhängig von den Abmessungen der Proben; 20 cm breite Gläser lieferten das 1,7fache der Biegungsfestigkeit der 40 cm breiten Scheiben; mit 5 cm breiten Stücken ist das 2,2fache der Festigkeit der ungeteilten Scheiben und das 1,3fache der 20 cm breiten Stücke ermittelt worden.

Dieses Ergebnis erscheint von großer praktischer Bedeutung, u. a., wenn es sich um die Festlegung der Mindestfestigkeit in Lieferungsbedingungen oder um die Wahl der zulässigen Anstrengungen bestimmter Gläser handelt.

In bezug auf die Biegungsfestigkeit K_b verschiedener Gläser sei folgendes hervorgehoben.

20 cm breite Proben lieferten

für geblasenes Fensterglas $K_b = 279$ bis 591 kg/cm²,
für gezogenes Fensterglas $K_b = 409$ bis 520 kg/cm²,
im Mittel aus allen Versuchen 447 kg/cm²;
für Rohglas $K_b = 266$ bis 493 kg/cm²,
im Mittel 384 kg/cm²;
für Spiegelglas $K_b = 213$ bis 476 kg/cm²,
im Mittel 355 kg/cm²,
für Drahtglas $K_b = 226$ bis 403 kg/cm²,
im Mittel 313 kg/cm².

3. Druckfestigkeit. Für Kristallglas (zum Verlegen in Eisenbetonkonstruktionen) fand sich $K = 4235$ bis 4825 kg/cm², also eine sehr hohe Druckfestigkeit.

4. Widerstandsfähigkeit der Gläser bei Beanspruchung durch Schlag. Für das Spiegelglas war eine erheblich höhere Widerstandsfähigkeit gegen Schlagbeanspruchung festzustellen als für Fensterglas, Rohglas und Drahtglas. Die Rißbildung ist im Drahtglas nach kleineren Fallhöhen eingetreten als im Fensterglas und Rohglas gleicher Stärke. Jedoch ist das Fensterglas und Rohglas beim Eintritt des ersten Risses sofort durch Zertrümmerung unbrauchbar geworden, während beim Drahtglas der Zusammenhang durch die Drahteinlagen so gewahrt blieb, daß der Versuch fortgesetzt werden konnte.

Wegen der weiteren Feststellungen sei auf den bereits bezeichneten ausführlichen Bericht verwiesen.

---

[1]) Der Bericht findet sich in den „Glastechnischen Berichten“ 1925, Heft 5, Verlag der Deutschen Glastechnischen Gesellschaft in Frankfurt a. M. Einzelhefte werden von der Deutschen Glastechnischen Gesellschaft abgegeben.

[2]) Um ein Bild der Verhältnisse zu geben, sei folgendes bemerkt: 7 mm starke Gläser, auf denen gleichmäßig verteilte Lasten von $p = 100$ kg/m² ruhen, erfahren, wenn das Glas die Dehnungszahl $\alpha = 1/700\,000$ besitzt und l die Auflagerentfernung ist (zweiseitige Auflagerung), folgende Einsenkungen y:

$l =$	50	60	70	80	90 cm,
$y =$	0,04	0,08	0,16	0,27	0,43 cm,
entsprechend $y : l =$	1/1250	1/750	1/437	1/296	1/209,

womit eine Biegungsbeanspruchung von

$\sigma_b =$	38	55	75	98	124 kg/cm²

verbunden ist.

Der Krümmungshalbmesser in der Mitte der Scheiben wird dabei

$\varrho =$	6400	4400	3300	2500	2000 cm.

Die eisernen Sprossen biegen sich bei einer bekannten Ausführung unter 1400 kg/cm² Biegungsbeanspruchung

bei $l = 200$ bis 400 cm
um $y =$ rd. 1,3 bis 3,4 cm,
entsprechend $y : l = 1/148$ bis $1/117$,
$\varrho = 3100$ bis 4860 cm.

Wenn die Werte ϱ bei hoher Beanspruchung des Glases und der Sprossen verglichen werden, zeigt sich hier, daß die rechnungsmäßige Höchstbeanspruchung der Sprossen auftreten kann, ohne daß Bruchgefahr für das Glas besteht, sofern für sachgemäße Auflagerung des Glases gesorgt ist.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. Oktober ausgegebene Heft 19 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: E. Wedepohl: Das Verwaltungsgebäude der Niederländischen Eisenbahnen in Utrecht. — Architekten Friese u. Bermbach: Das erweiterungsfähige Siedler-Doppelwohnhaus.

Neuere Filme der Reichsbahn. Die Erkenntnis des erzieherischen Wertes des Films hat auch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft veranlaßt, ihn für ihre Zwecke nutzbar zu machen. Der Film hat hier zwei Aufgaben zu erfüllen: Als Werbe- und als Lehrmittel. Der Propagandafilm, der landschaftliche Schönheiten, Denkmäler der Kunst usw. zeigt, soll verkehrswerbend wirken, während der Lehrfilm einmal der Unterweisung des Eisenbahnpersonals und zum anderen der Belehrung des Laien über die Einrichtungen der Eisenbahn oder seiner Erziehung zur Verkehrsgewandtheit dienen soll. An Lehrfilmen, die die Reichsbahn neuerdings hat drehen lassen, sind folgende zu nennen:

Umbau der Eisenbahnbrücke über die Spree am Bahnhof Bellevue der Berliner Stadtbahn (2 Akte). Die zur Darstellung gelangenden Bauvorgänge vom Umbau der im Zuge der Berliner Stadtbahn über die Spree führenden Eisenbahnbrücke zeigen in Trick- und Naturaufnahmen die Ausführung der einzelnen Baustadien vom Anfang bis zum Ende des Umbaues, wobei insbesondere die für die ununterbrochene Durchführung des regelmäßigen Eisenbahnbetriebes erforderlich werdenden Maßnahmen erläutert werden. Unter anderem wird der Abbruch und Wiederaufbau eines Landpfeilers unter Aufrechterhaltung des Betriebes und das Einschwimmen der neuen, 110 t wiegenden eisernen Überbauten auf Schiffsfahrzeugen in anschaulicher Weise vor Augen geführt.

Der Eisenbahnoberbau (4 Akte). Der Film zeigt zunächst in Aufnahmen aus dem Walzwerk Rheinhausen der Firma Fried. Krupp die Entstehung einer Schiene und erläutert dann in Trick- und Naturaufnahmen die Zusammensetzung des Oberbaues, die Aufgaben der Befestigungsmittel, vor allem der Stoßverbindungen. Sodann wird die planmäßige Gleispflege behandelt. Es wird auf die Bedeutung von guter und schlechter Bettung hingewiesen und gezeigt, in welcher Weise abgenutzte Teile des Oberbaues, besonders ausgeschlagenes Kleineisenzeug, durch aufgefrischte Teile ersetzt werden. Bei der Darstellung von Richten und Stopfen werden auch die Kruppschen Gleisstopfmaschinen vorgeführt. Der letzte Teil zeigt den vollständigen Gleisumbau, wobei besonders auch auf die wichtigsten Vorbereitungsarbeiten und sicherungstechnischen Maßnahmen hingewiesen wird. Dadurch, daß der ganze Film nicht lediglich in trockenem Lehrton gehalten ist, sondern auch Spielszenen enthält, in denen besonders die Gefahren für Rottenarbeiter vor Augen geführt werden, wird er zu einem ausgezeichneten und anschaulichen Lehrmittel für die Bediensteten der Bahnunterhaltung.

Die Entstehung einer eisernen Eisenbahnbrücke (3 Teile, 5 Akte). Als Vorwurf haben die Flutöffnungen der neuen Elbebrücke bei Stendal gedient. Der erste Teil gibt zunächst eine Begriffserklärung einer eisernen Brücke und macht den Zuschauer mit den einzelnen Teilen einer einfachen Balkenbrücke, eines zusammengesetzten Blechträgers und eines Fachwerkträgers vertraut. Anordnung von Fahrbahn, Brems- und Windverband werden gezeigt. Im Trick wird sodann die verschiedene Beanspruchung der einzelnen Fachwerkglieder und der Gang der Berechnung ihrer größten Spannkräfte mit Hilfe von Einflußflächen vorgeführt und weiter die Bemessung der Stabquerschnitte behandelt, wobei auch auf die Zusammensetzung eines Knotens, die Anordnung und Beanspruchung der Niete eingegangen wird. Auch erläutert der Film die Bedeutung und Wirkung fester und beweglicher Auflager. Der zweite Teil zeigt Werkstattaufnahmen aus der Firma Louis Eilers, Hannover und gibt einen lehrreichen Überblick, wie aus der Zeichnung im Konstruktionssaal in den Arbeitsmaschinen und in der Montagehalle die fertigen Brückenteile entstehen. Der dritte Teil behandelt die örtlichen Bauarbeiten; er zeigt zunächst das Aufstellen von Baugerüst und Portalkran und sodann die allmähliche Zusammensetzung der Brückenteile vom Auflager bis zum Obergurt und bis zur Fahrbahn.

Die genannten Filme liefen auf der Deutschen Verkehrsausstellung in München. Ihren Verleih und Vertrieb besorgt das Eisenbahn-Zentralamt, Berlin. Steinhagen, Reichsbahnrat.

Neue Nilsperren. Die ägyptische Regierung hat nach den „Hamb. Nachr." beschlossen, zur Erbauung zweier wichtigen Nilsperren zu schreiten. Die eine soll am Weißen Nil bei Dschebel Aulia, 45 km von Chartum, errichtet werden, die andere zwischen den Sperren von Assuan und Assint am eigentlichen Nil. Die Dschebel-Aulia-Sperre soll 4 bis 6 Milliarden m³ Wasser zurückhalten können, es handelt sich also um einen viel größeren Plan als seinerzeit um die Sperre zu Assuan, die 1,6 Milliarden m³ faßt. Das Werk soll erreichen, daß ein viel größeres Gebiet von Ägypten bewässert wird, als bisher möglich ist, und auch dazu verhelfen, die Zeit der jährlichen Überschwemmungen abzukürzen, da der Nil dabei noch zu viel Schaden anrichtet. Die zweite Sperre am Nil selbst bei Wag-Kamadi wird den Zufluß des fruchtbarkeiterzeugenden Schlammwassers zu Stellen gestatten, wo bisher nur klares Wasser hinkam, und im allgemeinen zur Verbesserung des Bewässerungssystems des Nils dienen. Die erste Sperre soll etwa 60, die zweite etwa 45 Mill. R.-M. kosten.

Der neue Hauptkanal für die Wasserversorgung von Washington stellt sowohl wegen seiner Länge und Linienführung als auch infolge der dort angewandten Arbeitsverfahren eine für den städtischen Tiefbau bemerkenswerte Ausführung dar, obschon er nur einen Teil der auf 9 000 000 $ veranschlagten Erweiterung des Wasserwerkes der Bundeshauptstadt bildet.

Nach einem Aufsatz in „Eng. News-Rec." vom 16. Juli 1925 ist der neue Kanal annähernd 15 km lang und läuft auf der ganzen Strecke, vom Einlaufbauwerk an den Great Falls bis zum Sammelbecken von Georgetown, in 6 bis 9 m Abstand und parallel zu der alten 1863 gebauten Leitung, die ihrerseits dem Lauf des Potomac folgt, in Ziegel- und Bruchsteinmauerwerk mit Kreisquerschnitt von 2,70 m Durchm. gemauert ist und zu ihrer Zeit für ein Wunderwerk der Technik galt. Das neue Bauwerk ist durchweg in Stampfbeton ausgeführt und zeigt — außer zwei kurzen Tunnelstrecken von 730 und 240 m Länge an den Great Falls und am Dalecarlia-Becken — auf dem weitaus größten Teil seiner Länge, nämlich der etwa 13,4 km langen Strecke zwischen den beiden letztgenannten Punkten und auf deren Fortsetzung bis zum Georgetown-Becken, das bekannte Haubenprofil; es hat eine größte Höhe von 3,05 m und eine größte Breite von 3,20 m, eine geringste Wandstärke von 25 cm an der Sohle und von 30 cm im Scheitel.

Bemerkenswert ist ferner die auf etwa der Hälfte der Gesamtstrecke in Eisenbeton mit 2,70 m weitem Kreisprofil ausgeführte Unterdückerung des Cabin John Creeks; die nachstehenden Mitteilungen sollen sich jedoch auf die Ausführung des in offener Baugrube hergestellten und später hinterfüllten Hauptkanals beschränken, bei der es vor allem zwei Schwierigkeiten zu bewältigen galt, die des Transports und die der Betriebssicherheit.

Die einzige Zufahrt zur Baustrecke bot die alte sogenannte Conduit Street, eine Bitumenstraße mit verschiedener, jedoch durchweg leichter Deckung, die aber den Vorzug tadelloser Entwässerung und tragfähigen Untergrundes hat. Die sämtlichen Geräte und Baustoffe kamen aus Washington, es herrschte also auf dem der Stadt zunächst gelegenen östlichen Lose in der Regel eine erhebliche Verkehrsstauung, da außer den hier erforderlichen Baumaschinen und -materialien noch die gesamte An- und Abfuhr für die beiden anderen Lose vorbeimußte. Da das Zusammenarbeiten der verschiedenen Unternehmer gelegentlich stark zu wünschen übrigließ, blieb der Baufortgang nicht immer unbehindert.

Die Sicherheit war hauptsächlich gefährdet dadurch, daß man die umfassenden, starke Sprengungen erfordernden Erd- und Felsarbeiten in unmittelbarer Nähe des alten, im besten Falle drei Schichten starken Kanalbauwerkes vornehmen mußte; hierbei war — da Verwitterungsschichten mit festem Felsen abwechselten — überdies mit der Gefahr von Rutschungen zu rechnen. Der Boden der eigentlichen Baugrube war ein zähes Gemenge von Steinen und festem Schlamm und erforderte ausnahmslos die Arbeit des Schaufelbaggers; an besonders gefährlichen Stellen wurde die dem alten Kanal zugekehrte Baugrubenwand verschalt und abgesteift. Trotzdem die betreffenden Unternehmer dabei und beim Ausrüsten recht wagemutig, um nicht zu sagen leichtsinnig vorgingen, ist während der ganzen Bauzeit nur ein einziger Rohrbruch vorgekommen.

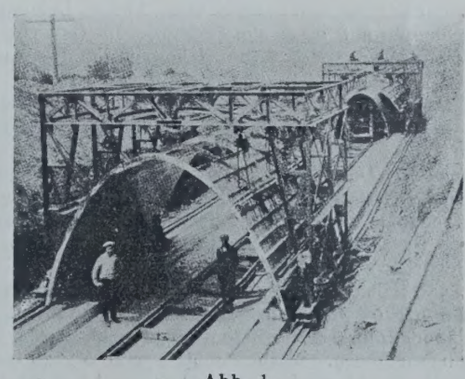


Abb. 1.

Die Ausführung des neuen Kanals geschah in der Weise, daß zunächst eine die Baustrecke entlangfahrende Mischmaschine mittels

Schüttrinnen die Kanalsohle betonierte und dann nach Abb. 1 zu beiden Seiten der Sohle die Gleise für die fahrbaren Portalkrane verlegt wurden. Von den letzteren aus wurde die Eisenblechschalung des Kanalgewölbes verlegt, die nach Abb. 2 innen durch ebenfalls fahrbare und leicht verschiebliche, auf Schienen laufende Gerüste abgestützt wurde. Die Abbildung zeigt eine Strecke des fertig betonierten Sammlers vor dem Verfüllen.

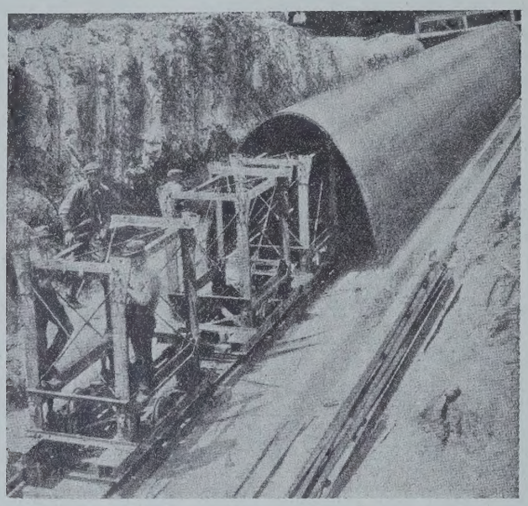


Abb. 2.

Es wurde eine Betonmischung von 1:2:4 bei $1^1/_4$ Minute Mischdauer verwendet und besondere Sorgfalt beim Betonieren, vor allem schnelles Einbringen an Ort und Stelle und völlig dichte Schalung gefordert. Diese bestand aus Stücken von 4,5 m Länge; nach Maßgabe des Arbeitsfortganges wurden sie zu Abschnitten zusammengestellt, die an einem Tage fertig betoniert werden konnten. Die so entstehenden Arbeitsfugen wurden ebenso wie diejenigen zwischen Kanalsohle und -gewölbe keilförmig ausgebildet und später mit sogenanntem plastischen Zement ausgegossen, der aus 2 Teilen langfibrigen Asbests und 8 Teilen Asphaltbitumen bestand und kalt eingebracht wurde. Sobald es das Vorrücken der Schalung und das Erhärten des Betons erlaubte, wurde hinterfüllt. Ki.

Ein Betonbau bei Frost. Ein aus Holz erbauter Gasthof der Kanadischen Pacific-Eisenbahn in den Rocky Mountains brannte im vergangenen Winter ab und wurde durch einen Neubau aus Beton ersetzt. Es handelte sich dabei um ein 35 m hohes Gebäude über einer Grundfläche von 16,8 × 87 m mit acht Stockwerken über mehreren Sockel- und Kellergeschossen, im ganzen mit 12 Geschossen; neben den für den allgemeinen Gebrauch bestimmten Räumen enthält es 300 Schlafzimmer, alle mit Bad. Das neue Gebäude ist vollständig feuersicher gebaut; es besteht aus einem Eisengerippe mit Eisenbetondecken, die mit Fliesen belegt sind; die Wände sind in Beton, Ziegelmauerwerk und Stuck ausgeführt; geneigte Dächer sind mit Kupfer gedeckt, flache Dächer mit Holzzement belegt.

Abgesehen von der Größe des Baues stellte die Eile, mit der er ausgeführt werden mußte, die Lage und das Klima einige schwer zu lösende Aufgaben, die sich gegenseitig noch verwickelter machten. Der Bauplatz liegt an einem See, Lake Louise, gegen 200 m über der Eisenbahn und ist nur durch eine gegen 7 km lange schmalspurige Trambahn zugänglich, auf der im Sommer die auf der Hauptstrecke ankommenden Gäste befördert werden. Nach Einstellung des Personenverkehrs auf dieser Bahn wurden deren Wagen zur Beförderung von Gütern umgebaut, und eine kleine Lokomotive mit Ölfeuerung schleppte auf ihnen die Baustoffe im Gewicht von 28 000 t zu Berg. Die Strecke weist steile Neigungen und scharfe Krümmungen auf und hat, am Berghang sich hinziehend, im Winter namentlich in ihren tiefen Einschnitten unter Lawinen zu leiden.

Um die nötige Energie für den Bau zu erzeugen, wurde Wasser in einer rd. 1 km langen Rohrleitung von 84 cm Durchm. zur Baustelle geleitet. Das Wasser trieb zwei Dynamos von 187 und 25 kW Leistung. Der Strom speiste die Motoren für Aufzüge, Mischer, Drucklufterzeugung usw. Da der See, aus dem das Wasser entnommen wurde, aus Gletschern gespeist wird, war es im Winter schwierig, das nötige Betriebswasser zu erhalten.

Damit die Betonarbeiten auch während des Winters ohne Störung durch Frostwetter fortgesetzt werden könnten, wurde das ganze Gebäude, während der Beton eingebracht wurde, in eine hölzerne Hülle eingeschlossen. Ausbindehölzer von 5 × 20 cm Querschnitt wurden in 85 cm Abstand voneinander und 1,5 m Abstand von den Wänden der unteren Stockwerke aufgestellt und äußerlich mit Brettern, innerlich mit Dachpappe bekleidet. In den oberen Geschossen waren die Hölzer nur 5 × 15 cm stark. Die Errichtung dieser Hülle folgte dem Aufbau des eisernen Gerüstes für das Gebäude selbst Schritt für Schritt, und die Ausbindehölzer wurden in jedem Geschoß mit diesem Gerüst in Verbindung gebracht und so seitlich versteift. In der Verkleidung wurden Fensteröffnungen freigelassen, die mit Rupfen verschlossen wurden. So kam etwas Tageslicht in das Bauwerk, es wurde aber immer bei künstlichem Licht gearbeitet.

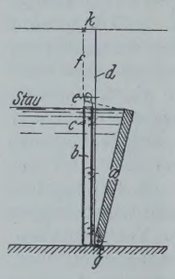
An der Wand der hölzernen Hülle wurden in den unteren Geschossen 3000 lfd. m Heizrohre von etwa 30 mm Durchm. angebracht, die aus dem vorhandenen Kesselhaus mit Dampf gespeist wurden; bei strenger Kälte wurden zu diesem Zweck noch drei Kessel herangezogen, die für die Bauzeit eigens zu diesem Zweck aufgestellt worden waren.

Die Schalung für die Decken wurde an das Traggerüst des Hauses angehängt. Als sechs Stockwerke fertiggestellt waren, wurde der Bau in Höhe des fünften Stockes durch ein einstweiliges Dach abgeschlossen und mit dem Einbringen des Betons begonnen. Ebenso wurde nach Fertigstellung der weiteren Stockwerke verfahren. An den acht Stockwerken vom zweiten bis neunten wurden so die Betonarbeiten in 17 Tagen ausgeführt, nachdem die unteren Stockwerke vor dem Eintritt von Frostwetter hergestellt worden waren. Der obere Zementabstrich der Decken wurde gleich mit dem Beton aufgebracht. Die Hülle um das Haus wurde erst beseitigt, nachdem die Bauarbeiten so gut wie fertiggestellt waren. Am 1. Juni konnte der neue Gasthof mit Eröffnung des Sommerverkehrs in Betrieb genommen werden. Wkk.

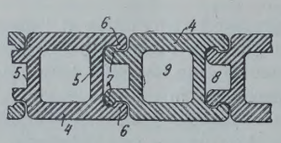
Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Selbsttätige Hubklappe (Kl. 84a, Nr. 404 523 vom 15. 3. 1923 von Eugen Fischer in München). Die Klappe wird durch den Wasserdruck gehoben und ist am unteren Ende eines längs des Widerlagers in Rollen laufenden Führungsrahmens drehbar befestigt. Oben an der Klappe greifen Ketten oder Seile an, die über Rollen am oberen Ende eines Rahmens zu einem Festpunkte laufen, der als Hilfswinde ausgeführt sein kann. — Der Führungsrahmen kann auch mittels Verstrebungen in einem über oder unter Wasser liegenden Punkte drehbar aufgehängt sein, um sich frei auf und ab bewegen zu können und um bei steigendem Wasserdruck das Heben des Wehrs unter Umlegen der Klappe zu ermöglichen.



Hohler Spundpfahl (Kl. 84c, Nr. 411 092 vom 26. 2. 1922 von Willem Coenraad Köhler in Amsterdam). Der Pfahl besitzt in der Verlängerung der Außenwände auf der einen Seite vorspringende Klauen, während die entgegengesetzte Seite entsprechend von den Außenwänden zurückgesetzte vorspringende Klauen aufweist. Durch Zusammenfügen der Hohlpfähle entstehen zwischen benachbarten Pfählen Hohlräume, so daß beim Einspülen der Pfähle die Spülrohre nicht nur durch die Höhlung jedes Pfahles, sondern auch durch die zwischen den Pfählen gebildeten Hohlräume eingeführt werden können.



Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt sind: der Regierungsbaurat (W.) Siebert von Labiau nach Groß-Wusterwitz im Bezirk des Wasserbauamts Genthin; der Regierungsbaumeister (W.) Ruoff von Hamm an das Hafenbauamt in Pillau.

Gestorben sind: der Oberbaurat i. R. Fritz Heeser, Stralsund, früher Mitglied der Eisenbahndirektion in Danzig, der Regierungs- und Baurat bei der Regierung in Köslin Hartwig Dauter und der Regierungs- und Baurat i. R. Adolf Abraham, Berlin, früher Vorstand des Wasserbauamts II in Berlin.

INHALT: Ein neuer deutscher Stahl. — Der Bergrutsch beim oberen Portal des Schieferhaldetunnels bei km 66 + 303 der Schwarzwaldbahn. — Abraumförderbrücken im Braunkohlentagebau. — Beitrag zur Nietstaffelberechnung bei genieteten Blechträgern. — Elastizität und Festigkeit von Glas als Baustoff. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Neuere Filme der Reichsbahn. — Neue Nilsperren. — Hauptkanal für die Wasserversorgung von Washington. — Betonbau bei Frost. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 23. Oktober 1925 Heft 46

Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim.[1] [2]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Ernst Gaber**, Karlsruhe.

I. Die Vorgeschichte des Wettbewerbes.

Die dem Staate gehörige Friedrichsbrücke, die die Verlängerung der nord-südlichen Hauptstraße Mannheims, die „Breite Straße", über den Neckar führt, ist eine Landstraßenbrücke und vor 36 Jahren vom Badischen Staat nach dem Entwurfe Gerbers als Gerberfachträger in Hängebrückenform mit drei Gurten gebaut worden.

Das rasche Anwachsen der rechtsufrigen Neckarvorstadt Ende der 90er Jahre ließ den Verkehr auf dieser Brücke stark anschwellen; auch brachte die Anlage des Industriehafens nahe der Neckarmündung einen neuen, mehr westlich verlaufenden Industrieverkehr, so daß sich die Stadtgemeinde Ende des vorigen Jahrhunderts zum Bau einer Friedrichsbrücke durch allerlei verkehrspolizeiliche Maßnahmen nicht entlastet werden kann, stellte das Tiefbauamt unter seinem damaligen Vorstande, dem verstorbenen Oberbaurat Stauffert, bereits vor dem Kriege einen Entwurf für eine oberhalb der Friedrichsbrücke gelegene dritte Straßenbrücke auf, der sich die Entwurf- und Bauerfahrungen bei der Jungbuschbrücke zu Nutzen machte, daher bei untenliegender Fahrbahn eine größte Straßensteigung von 1 : 62 erhielt und den Untergrund nur lotrecht belastete. Stauffert wählte ein eisernes Tragwerk und zwar einen über drei Felder gehenden, durchlaufenden Blechträger, dessen Mittelöffnung an über der Fahrbahn liegenden Druckbogen aufgehängt wurde. Der Fahrbahnscheitel erhielt danach

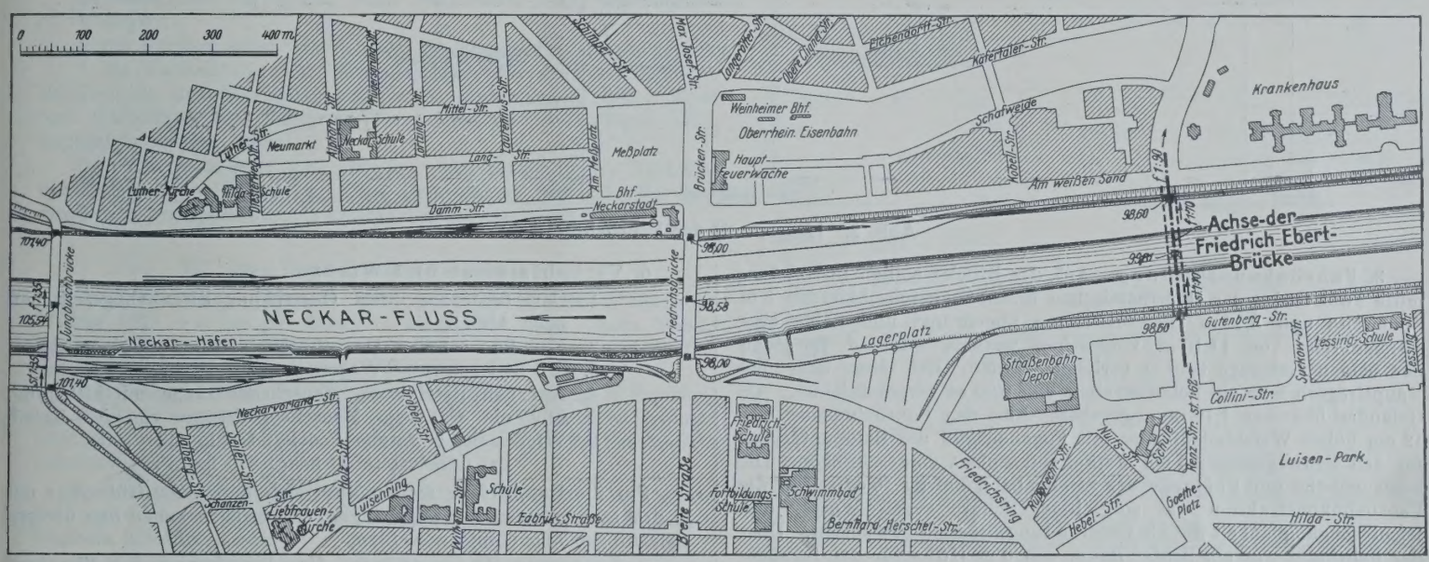


Abb. 1. Lageplan der drei Neckarbrücken.

tädtischen Neckarbrücke, der Jungbuschbrücke, näher der Neckarmündung entschließen mußte, die auf Grund eines öffentlichen Wettbewerbes nach dem Entwurfe der Firma Grün & Bilfinger als Brücke mit hoch liegender Fahrbahn ausgeführt wurde. Die Mittelöffnung dieser Brücke wird durch einen äußerst flachen, flußeisernen Zweigelenkbogen überspannt, während die beiden Seitenöffnungen ebenfalls für jene Zeit außerordentlich kühne Dreigelenkbetonbogen erhielten. Die nach heutiger Erkenntnis zu hoch gespannten wasserpolizeilichen Vorschriften hatten damals verlangt, daß bei dem höchsten schiffbaren Wasserstande des Rheines die Durchfahrt für Schiffe jeglicher Art vom Rhein her möglich sein solle, die vor den kommenden Hochwassern einen Neckarhafen aufsuchen wollten. Da außerdem jedes Konstruktionsglied, auch die Lager, 1 m über dem höchsten Hochwasser liegen mußte und die Stadt an der oben liegenden Fahrbahn festhielt, ergab sich für die Fahrbahn dieser Jungbuschbrücke eine viel zu große Steigung von 1 : 35. Diese für das normale schwer beladene Fuhrwerk der Ebene unerträglich große Steigung wirkte derartig verkehrsabweisend, daß die erhoffte Entlastung der Friedrichsbrücke in bedenklicher Weise ausblieb. Bei der Bauausführung der Jungbuschbrücke, deren Massivbau von Holzmann & Cie. stammt, erwies sich insbesondere der Untergrund am rechten Endwiderlager als wenig geeignet zur Aufnahme eines großen Schubes, da die Baustelle im Altrheingebiet mit seinem häufig wechselnden Untergrunde lag und mit Widerlagerbewegungen zu kämpfen hatte.

Angesichts der klaren Erkenntnis, daß die Jungbuschbrücke im wesentlichen nur den Lastkraftwagen- und Personenverkehr zwischen den beiderseits des Neckars gelegenen Hafenvierteln übernimmt, und die eine Meereshöhe von 99,81 gegen 98,58 bei der tiefliegenden und nahezu steigungslosen Friedrichsbrücke und von 104,54 bei der weiter unten gelegenen Jungbuschbrücke. Das wasserpolizeiliche Genehmigungsverfahren wurde noch vor dem Kriege zum Abschluß gebracht. Im Kriege blieb die Angelegenheit ruhen und wurde erst Ende vorigen Jahres wieder aufgenommen. In letzter Minute, kurz vor der endgültigen Beschlußfassung über die Bauausführung des schon genehmigten Vorkriegsentwurfes entschloß sich der Bürgerausschuß Mannheim zum Ausschreiben eines öffentlichen Wettbewerbes, da er annahm, daß der Brückenbau in dem seit der Entwurfsausstellung verstrichenen Jahrzehnt solche Fortschritte gemacht habe, daß heute eine noch bessere Lösung als jene von 1913 gefunden werden könne.

II. Die Wettbewerbsbedingungen.

1. Allgemeine Anordnung. Unter Beigabe ausreichender Planunterlagen wurden die Grundrißlage der neuen Brücke senkrecht zu den beiden Hochwasserdamm-Oberkanten und die Achsen der rechts- und linksufrigen Zufahrtrampen festgelegt. Die Vorderfläche des linken Uferwiderlagers sollte 1,58 m vor der linken Dammoberkante, jene des rechten Uferwiderlagers 1,08 m vor der rechten Dammoberkante liegen, so daß die Gesamtentfernung der beiden Widerlagerflächen sich zu 196 m ergab.

Im Flußprofil wurden nur zwei Pfeiler zugelassen, deren Entfernung mindestens 80 m betragen sollte. Im Längsprofil wurde die Neigung der Straßen und der Brückenfahrbahn vorgeschrieben — die größte betrug 1 : 62 — und eine wesentliche Änderung abgelehnt. Für das Längsprofil war ferner angeordnet, daß die Durchfahrt für den Schiffsverkehr in der Mitte auf 40 m Breite und bis zur Meereshöhe 97,50 m freigehalten werden mußte. Zu den beiden Uferstraßen sollten 1,50 m breite Treppen nach den Neckarvorländern angeordnet werden.

[1] Von diesem Aufsatz erscheint demnächst im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66, ein Sonderdruck.

[2] Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 22 u. 31.

2. Gründungstiefe und Bodenpressung. Gemäß Verfügung der Flußbaubehörde war für die Endwiderlager die Gründungstiefe mit 79,80 m, für die Mittelpfeiler mit 74,80 m, also 4,88 m und 9,88 m unter der Flußsohle vorgeschrieben. Unter Ausschluß der Pfahlgründung für Pfeiler und Widerlager war als größte zulässige Bodenpressung bei den Pfeilern 5,5 kg/cm² und bei den Widerlagern 4,5 kg/cm² zugelassen, während die Flügel- und Stützmauern 2,5 kg/cm² haben sollten.

Starkstromkabel. Ein bekriechbarer Raum, 1 m breit und 1,10 m hoch für 12 Kabel mit ⌀ = 90 mm und einem Gesamtgewicht von 400 kg/m war vorgeschrieben. Die freie Traglänge der Kabel wurde mit 1,10 m angegeben.

Schwachstromkabel. Ein Raum von 2 m Breite und 0,18 m Höhe war vorgeschrieben, ferner ein Kabelgewicht von 560 kg/m und eine freie Traglänge von 2,20 m.

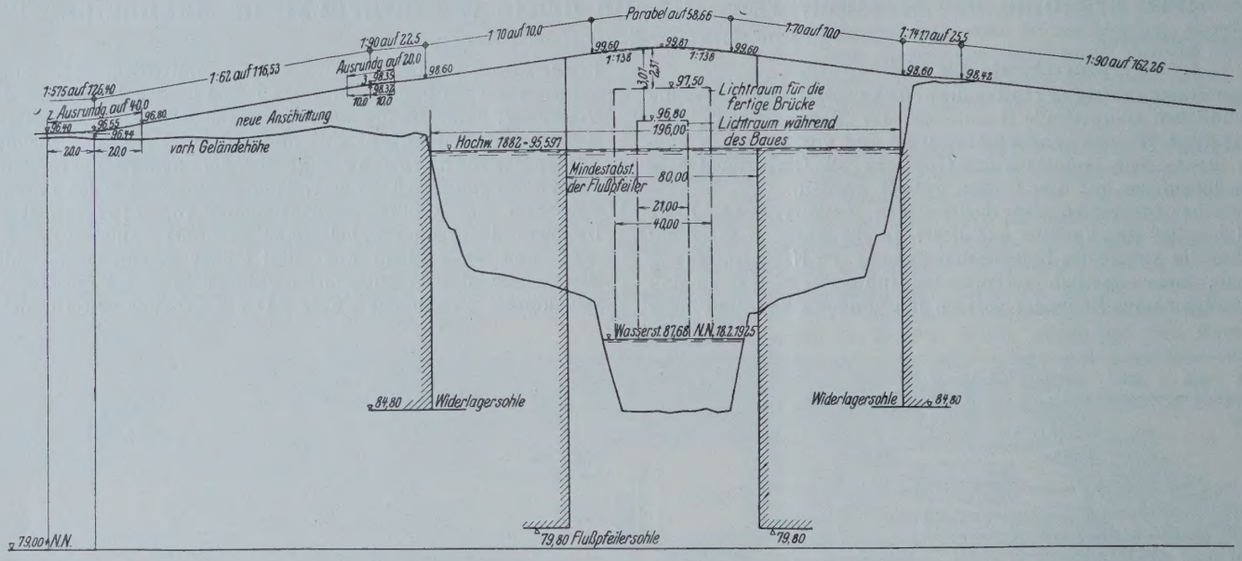


Abb. 2. Längsprofil der Fahrbahnmitte.

3. Fahrbahnausbildung. Auf der Brücke sollten in Straßenmitte zwei Gleise der Oberrheinischen Eisenbahngesellschaft mit 1 m Spurweite und 3,10 m Gleisentfernung angeordnet und daher eine Straßenbreite von 11,10 m vorgesehen werden, während für jeden der beiden Gehwege 3,50 m verlangt wurden. Bei innen liegenden Hauptträgern war ein Schutzstreifen von 0,60 m vorgeschrieben. Als Geländerhöhe war 1,10 m angegeben. Für den Fahrbahnbelag war 12 cm hohes Weichholzpflaster mit Fugenausguß auf Betonunterlage, für den Gehwegbelag 2,5 cm starker Gußasphalt vorgeschrieben. Die Schienenhöhe und Fußbreite der Straßenbahn betrug 18 cm. Für die Fahrbahnkonstruktion war sorgfältiger Schutz gegen Wasser und leichte Zugänglichkeit für die Unterhaltungsarbeiten gewünscht. Über der Fahrbahn war ein lichter Raum von 6 m Höhe für den Straßenverkehr frei zu halten.

4. Baustoff. Die Wahl des Baustoffes und des Systems für die Hauptträger war jedem Bewerber offen gelassen. Entschloß er sich zum Eisenbau, so war sowohl Flußstahl St 37 wie hochwertiger Baustahl St 48 anzubieten und für die Mittelöffnung ein Besichtigungswagen mit elektrischem Antriebe vorzusehen.

5. Leitungen. Unter der Fahrbahn waren folgende Leitungen unterzubringen:

Wasserleitungsrohre, 2 Stück, ⌀ = 840 mm mit 550 kg/m Gewicht,
1 Stück, ⌀ = 600 mm und 250 kg/m „
Gasleitungsrohre, 1 Stück, ⌀ = 740 mm und 550 kg/m „
1 Stück, ⌀ = 600 mm und 120 kg/m „

Jedem Rohr durfte eine freie Traglänge von 4,50 m zugemutet werden.

6. Verkehrslasten und Wind:

1. Der Lastenzug der Oberrhein. Eisenbahngesellschaft nach Abb. 3.
2. Eine 25 t schwere Dampfwalze.
3. Ein 24 t schwerer Wagen.
4. Auf den Restflächen Menschengedränge mit 500 kg/m².
5. Für die Gehwege Menschengedränge von 550 kg/m².
6. Wind. Bei belasteter Brücke: 150 kg/m²,
bei unbelasteter Brücke: 250 kg/m².

Für die Hauptträger sollten zwei sich kreuzende Güterzüge mit je drei Lokomotiven mit angehängten Güterwagen neben den übrigen Belastungen angenommen werden.

7. Zulässige Spannungen. Der Berechnung des Eisenbauwerkes sollten die neuen Reichsbahnbrückenbauvorschriften zugrunde gelegt, für Eisenbetonkonstruktionen durften die neuen Bestimmungen gewählt werden.

Für die Pfeiler und Widerlager und alle Mauern war Stampfbeton mit einer größten zulässigen Druckspannung von 15 kg/cm² vorgeschrieben. Die Sichtflächen der Pfeiler und Widerlager sollten eine Verkleidung aus bestem Naturstein erhalten. Die Sockel der Strompfeiler sollten mit Granit verkleidet und ihre über dem Strom gelegenen Kanten mit Eisenschienen gegen Eisgang geschützt werden.

8. Vorschriften für die Bauausführung. Es war vorgeschrieben, daß von Dezember bis Mitte Februar keine Rüstung im Flußbett oder den Vorländern bestehen dürfe und daß während der übrigen Zeit in der Flußrinne eine Durchfahrtöffnung von 21 m Breite und 5 m Höhe über dem höchsten schiffbaren Wasserstande, also bis auf die Meereshöhe 96,80 m offen gehalten werden müsse. Die Wasserstandsbewegung des Neckars und die bekannten höchsten und niedrigsten Wasserstände waren graphisch dargestellt.

Von dem Wettbewerber waren einzureichen:

1 Blatt mit Ansicht und Grundriß i. M. 1:200, 1 Blatt mit Ansicht und Grundriß der beiden Uferpfeiler und der beiden Endwiderlager i. M. 1:100 oder 1:200, 1 Blatt mit Querschnitten des Haupttragwerkes und Einzelheiten der Fahrbahn und des Gehweges i. M. 1:50, die Ergänzung des beigegebenen Längsprofils i. M. 1:500 und 1:50, 3 Schaubilder, eines von flußunterhalb, eines von oberhalb, eines genau in Brückenachse unter Verwendung der beigegebenen 3 Lichtbilder, ein Erläuterungsbericht, eine über-

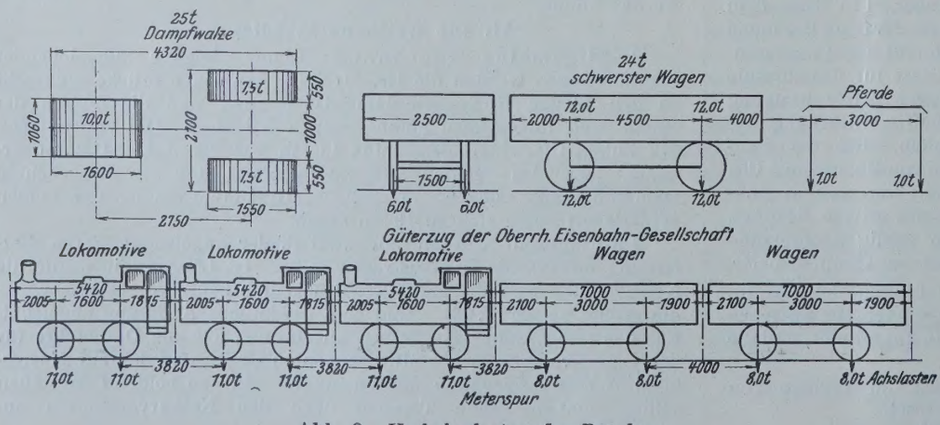


Abb. 3. Verkehrslasten der Brücke.

schlägige Kostenberechnung für den gesamten Bau einschließlich Erdarbeiten.

Es war dem Bewerber freigestellt, außerdem ein verbindliches Angebot für den gesamten Brückenbau einschließlich Erdarbeit mit festen oder gleitenden Preisen besonders beizugeben, wobei die Massen und Gewichte des Angebotes insofern bindend waren, daß zwar nach den wirklichen Massen und Gewichten abgerechnet, aber mehr Massen und mehr Gewichte nicht vergütet werden sollten. Vorlage der Kalkulation eines jeden Einheitspreises vor Zuschlagerteilung war vorgeschrieben. Das Angebot war verbindlich bis zum 1. Dezember 1925.

Das Preisgericht bestand aus dem Oberbürgermeister, 3 Stadträten, den beiden Vorständen des Hoch- und Tiefbauamtes, einem techn. Oberbeamten der Staatl. Wasser- und Straßenbaudirektion, dem Professor Dr. Bonatz aus Stuttgart als Architekt, den beiden Professoren Kayser-Darmstadt und Gaber-Karlsruhe als Vertretern des Eisen- und Massivbaues, dem Privatdozenten Professor Dr.-Ing. Kleinlogel-Darmstadt als Vertreter des Eisenbetonbaues.

Vier Preise im Gesamtbetrage von 21 500 R.-M. und außerdem der Ankauf von weiteren Entwürfen zum Preise von je 1500 R.-M. waren in Aussicht gestellt. Ohne bindende Verpflichtung war außerdem vorgesehen, den Verfasser des preisgekrönten Entwurfes, wenn er zur Ausführung gewählt werde, bei der Ausarbeitung der baureifen Pläne heranzuziehen.

Es hätte sich empfohlen, beim Wettbewerb noch ausdrücklich zu verlangen:

1. die Vorlage einer statischen Berechnung der Haupttragteile,
2. die Verwendung von Einheitspreisen für die verschiedenen Arbeitsarten des überschlägigen Kostenvoranschlages, deren Höhe vom Tiefbauamt als Richtpreise den Wettbewerbsunterlagen hätte beigegeben werden sollen.

Es wäre ferner erwünscht gewesen, wenn die Stadt eine bindende Verpflichtung zur Übertragung der Bearbeitung der baureifen Entwürfe dem preisgekrönten Wettbewerber zugesagt hätte.

III. Das Ergebnis des Wettbewerbes.

Trotz der außerordentlich knappen Frist von Mitte April bis 29. Mai 1925 wurden 37 Entwürfe eingereicht, von denen 20 das Haupttragwerk im wesentlichen aus Eisen und 17 im wesentlichen aus Beton oder Eisenbeton vorsahen.

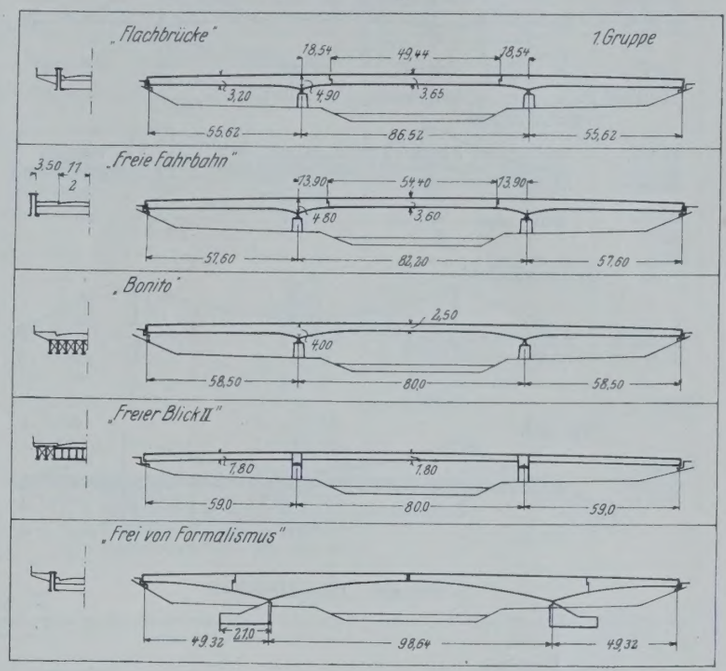
Das Preisgericht schied nach zweimaligem Rundgang 26 Entwürfe aus, weil sie entweder zu stark gegen die Wettbewerbsbedingungen verstießen oder die Aufgabe technisch oder ästhetisch offensichtlich unbefriedigend gelöst hatten.

1. Richtlinien des Preisgerichtes. Vor der eingehenden Prüfung der restlichen 10 Entwürfe stellte sich das Schiedsgericht folgende Richtlinien auf:

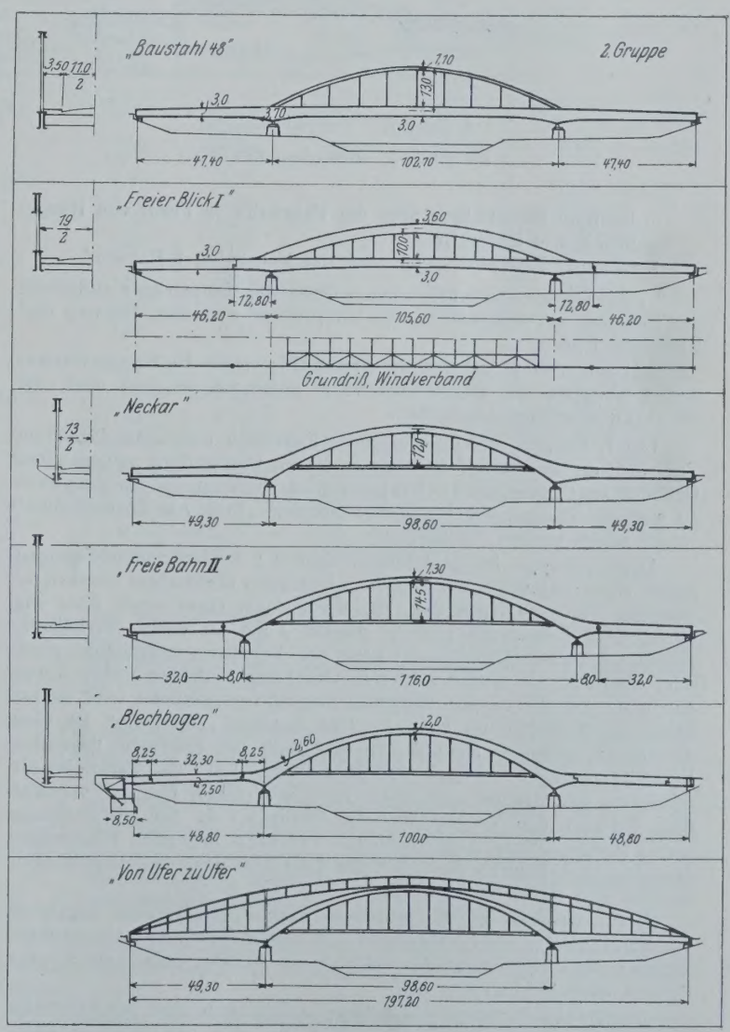
1. Als wesentlicher Verstoß gegen die Wettbewerbsbedingungen wird nicht angesehen,
   a) wenn die Straßenrampen eine Steigung bis 1 : 60 erhalten,
   b) wenn entsprechend ausgebildete Konstruktionsteile in der Nähe der Auflager oder Kämpfer etwa bis zu 1 m ins Hochwasser reichen.
2. Nach den Erfahrungen bei der Jungbuschbrücke darf der Untergrund nicht als genügend zuverlässig angesehen werden, so daß ihm nach Möglichkeit große Schübe nicht zugemutet werden sollen und eine äußerlich statisch bestimmte Lagerung den Vorzug verdient.
3. Bei dem flachen Charakter des ganzen Landschaftsbildes und der Umgebung ist es erwünscht, wenn die über der Fahrbahn liegende Masse der Hauptträger und Querverbindungen möglichst eingeschränkt wird, so daß Tragwerke mit obenliegender Fahrbahn schon mit Rücksicht auf ein befriedigendes Zusammenklingen mit den beiden benachbarten Brücken den Vorzug verdienen.
4. Bei der heute erwünschten Verkehrsregelung ist ein Querverkehr auf der Brücke nicht nötig und die Anordnung der Hauptträger zwischen Gehweg und Fahrbahn aus wirtschaftlichen Gründen die richtige. Die Rohrleitungen sollen dann nicht unter den Gehwegen liegen, um sie von der Seite dem Anblick zu entziehen.
5. Mit Rücksicht auf die Unterhaltungskosten wird die Lagerung der Fahrbahn auf einer durchgehenden Eisenbetonplatte als beste Lösung angesehen.
6. Wieder mit Rücksicht auf die billige Unterhaltung sollen vollwandige Eisentragwerke der Ausbildung als Fachwerk vorgezogen werden, zumal auch die äußere Wirkung eine ruhigere ist, und eine möglichst geringe Zahl von Hauptträgern angestrebt werden.

2. Entwürfe im Eisenbau. Die 20 eingereichten Entwürfe zerfallen in 4 Hauptgruppen:

1. Gruppe: Fahrbahn oben, 6 Entwürfe.
2. Gruppe: Versteifungsträger mit über der Fahrbahn liegenden Druckbogen in der Mittelöffnung, 9 Entwürfe.

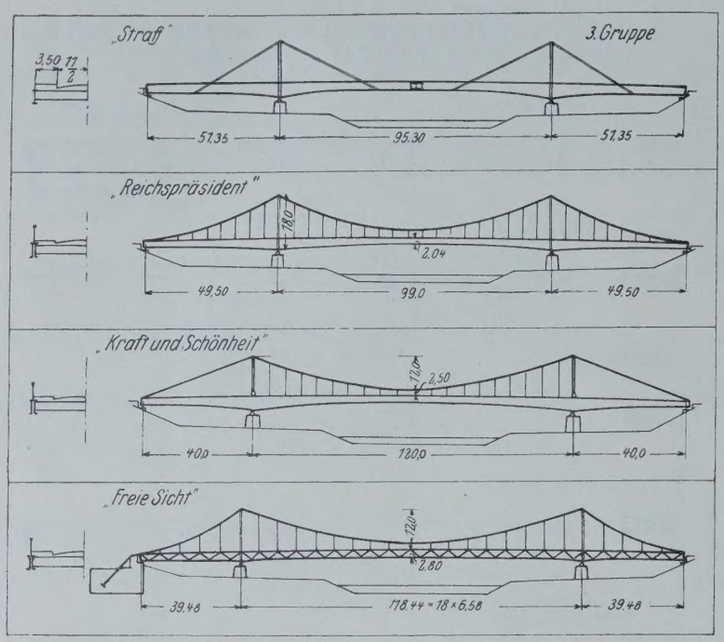


1. Gruppe. Fahrbahn oben.

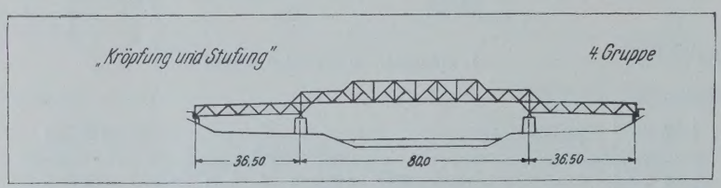


2. Gruppe. Versteifungsträger mit über der Fahrbahn liegendem Druckbogen in der Mittelöffnung.

Abb. 4. Eisenbauentwürfe.



3. Gruppe. Hängebrücken.



4. Gruppe. Fachwerkträger.

Zu Abb. 4. Eisenbauentwürfe.

3. Gruppe: Hauptträger über der Fahrbahn in Form von Hängebrücken, 4 Entwürfe.

4. Gruppe: Fachwerkträger über der Fahrbahn, 1 Entwurf.

$^1/_3$ der Eisenbauentwürfe etwa ordnete die Hauptträger außerhalb der Gehwege an, während $^2/_3$ die Hauptträger zwischen Gehweg und Fahrbahn legte.

Auf den Abb. 4, 5, 6 sind die Systemskizzen für die Hauptvertreter der 4 Gruppen der Eisenbauentwürfe aufgezeichnet und auch die Brückenquerschnitte angegeben.

Die 1. Gruppe mit obenliegender Fahrbahn und untenliegendem Tragwerk entspricht am meisten den vom Preisgericht aufgestellten Grundsätzen; innerhalb der Gruppe schied zunächst der übrigens auch zu weit ins Hochwasser tauchende Entwurf „Frei von Formalismus" wegen seines großen Schubes aus.

Der 2. Gruppe ist gemeinsam, daß die beiden Seitenöffnungen durch einen unterhalb der Fahrbahn liegenden Blechträger überbrückt werden, der sich entweder als Versteifungsträger auch über die Mittelöffnung erstreckt und in diesem Falle an einem verhältnismäßig schwachen Druckbogen über der Fahrbahn aufgehängt wird, oder aber sich als steifer, schwerer Druckbogen, dessen Schub durch ein in der Fahrbahnebene liegendes Zugband aufgehoben wird, selbst über die Mittelöffnung spannt. Der Entwurf „Übergang" ist eine Ausnahme, indem er sowohl den unterhalb der Fahrbahn liegenden Versteifungsträger als auch den Druckbogen über der Fahrbahn als schweren Blechträger ausbildet. Innerhalb dieser Gruppe verdient der Entwurf den Vorzug, der die Steifigkeit in der Mittelöffnung durch einen schweren, unterhalb der Fahrbahn liegenden Blechträger erreichte und dadurch den über der Fahrbahn liegenden Druckbogen schlank und leicht halten kann.

Die 3. Gruppe der Hängebrücken mußte grundsätzlich abgelehnt werden, da nach den Erfahrungen der letzten Jahrzehnte viel größere Stützweiten vorliegen müssen als hier am Neckar, wenn ein solches System wirtschaftlich sein soll.

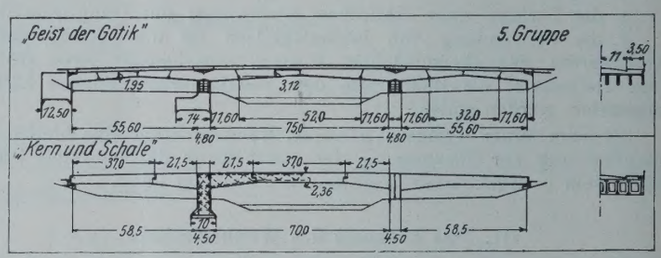
Der einzige Vertreter der 4. Gruppe mit hoch über der Fahrbahn aufragendem Strebenfachwerk schied bei der gewählten Systemanordnung für Mannheim aus.

In der Liste 1 sind einige kennzeichnende Maße und Verhältnisse der 1. Gruppe zusammengestellt.

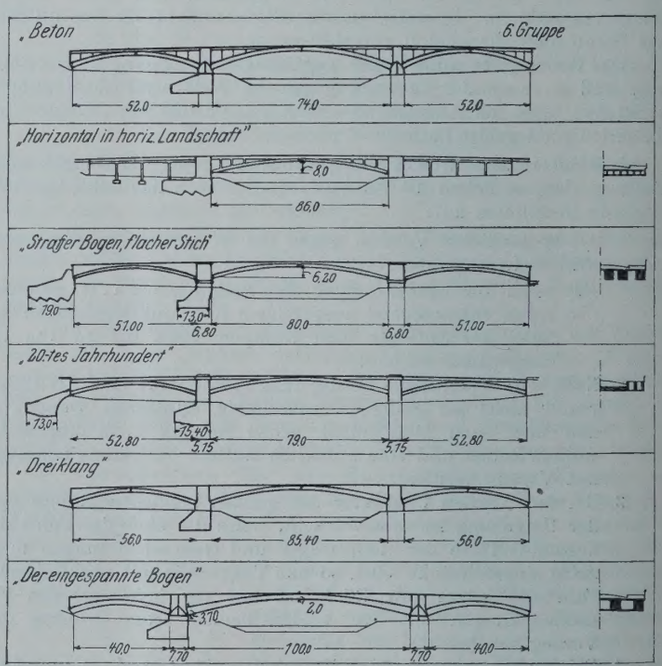
Liste 1.

Gruppe	1				
Nr.	1	2	3	4	5
Kennwort	„Flachbrücke"	„Freie Fahrbahn"	„Bonito"	„Freier Blick II"	„Frei von Formalismus"
l	86,52	82,20	80,00	80,00	98,64
l'	49,44	54,40	—	—	—
c	18,54	13,90	—	—	—
l_1	55,62	57,60	58,50	59,00	49,32
h'	3,65	3,60	2,50	1,80	—
h_0	4,90	4,80	3,80	1,80	—
h_1	3,20	—	3,60	1,80	—
$h' = l' \cdot 1/n$	$l' \cdot 1/13{,}60$	$l' \cdot 1/15{,}00$	$l \cdot 1/15{,}40$	$l \cdot 1/32{,}7$	—
$h_0 = l \cdot 1/n$	$l \cdot 1/17{,}60$	$l \cdot 1/11{,}00$	$l \cdot 1/21{,}00$	$l \cdot 1/44{,}4$	—
$h_1 = l_1 \cdot 1/n$	$l_1 \cdot 1/17{,}40$	—	$l_1 \cdot 1/16.20$	$l_1 \cdot 1/33$	—
$l_1 = l \cdot 1/n$	$l \cdot 1/1{,}55$	$l \cdot 1/1{,}43$	$l \cdot 1/1{,}36$	$l \cdot 1/1{,}36$	$l \cdot 1/2{,}00$
$c = l_1 \cdot 1n$	$l_1 \cdot 1/3.00$	$l_1 \cdot 1/4{,}15$	—	—	—
$l' = l \cdot 1/n$	$l \cdot 1/1{,}75$	$l \cdot 1/1{,}52$	—	—	—

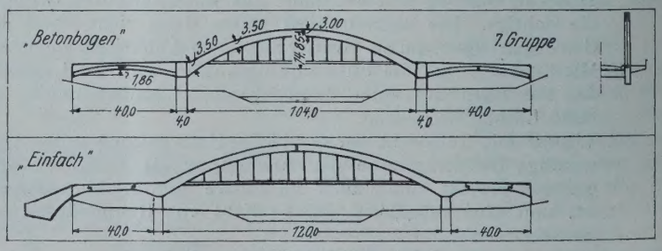
l = Spannweite der Mittelöffnung
l' = Spannweite des eingehängten Trägers
c = Länge des Kragarmes
l_1 = Spannweite der Seitenöffnung
h' = Trägerhöhe in der Mitte der Mittelöffnung
h_0 = Trägerhöhe in der Mitte der Seitenöffnung
h_1 = Trägerhöhe über dem Pfeiler.



5. Gruppe. Gerberträger.



6. Gruppe. Untenliegender Bogen.



7. Gruppe. Obenliegender Bogen.

Abb. 5. Entwürfe im Massivbau.

Liste 2.

Gruppe	2							3		
Nr.	1	2	3	4	5	6	7	2	3	4
Kennwort	„Baustahl 48“	„Freier Blick I“	„Neckar“	„Freie Bahn II“	„Blechbogen“	„Von Ufer zu Ufer“	„Freier Uferblick“	„Reichspräsident“	„Kraft und Schönheit“	„Freie Sicht II“
l	102,70	105,60	98,60	116,00	100,00	—	102,96	99,00	120,00	118,44
l_1	47,40	46,20	49,30	$32+8=40{,}00$	$32+2\cdot 8{,}25=48{,}80$	—	$39{,}60+7{,}92=47{,}52$	49,50	40,00	39,48
f	13,00	10,80	12,00	14,50	—	—	12,00	12,00	12,00	12,00
h	—	3,00	—	—	—	—	—	2,04	—	2,80
h_0	3,70	4,00	—	—	—	—	—	—	—	3,80
h_1	3,00	3,00	—	—	—	—	3,30	—	—	—
h_s	1,10	—	—	1,30	2,00	—	2,00	—	—	—
h_k	—	—	—	—	2,60	—	3,86	—	—	—
$f=l\cdot 1/n$	$l\cdot 1/8{,}0$	$l\cdot 1/9{,}70$	$l\cdot 1/8{,}20$	$l\cdot 1/8{,}00$	—	—	$l\cdot 1/8{,}60$	$l\cdot 1/10$	$l\cdot 1/10$	$l\cdot 1/10$
$l_1=l\cdot 1/n$	$l\cdot 1/2{,}18$	$l\cdot 1/2{,}28$	$l\cdot 1/2{,}00$	$l\cdot 1/2{,}90$	$l\cdot 1/2{,}05$	—	$l\cdot 1/2{,}20$	$l\cdot 1/2{,}00$	$l\cdot 1/3{,}00$	$l\cdot 1/3{,}00$
$h_1=l_1\cdot 1/n$	$l_1\cdot 1/15{,}80$	$l_1\cdot 1/15{,}40$	—	—	—	—	$l_1\cdot 1/14{,}3$	—	—	—
$h=l\cdot 1/n$	—	$l\cdot 1/35{,}00$	—	—	—	—	—	$l\cdot 1/48{,}00$	—	$l\cdot 1/42{,}00$
$h_s=l\cdot 1/n$	$l\cdot 1/95$	—	—	$l\cdot 1/90{,}00$	$l\cdot 1/50$	—	$l\cdot 1/51{,}50$	—	—	—
$c=l\cdot 1/n$	—	—	—	$l\cdot 1/14{,}50$	$l\cdot 1/12{,}10$	—	$l\cdot 1/13{,}00$	—	—	—
$h_0=l\ 1/n$	$l\cdot 1{,}28{,}00$	$l\cdot 1/26{,}50$	—	—	—	—	—	—	—	$l\cdot 1/31{,}00$

l = Spannweite der Mittelöffnung
l_1 = Spannweite der Seitenöffnung
f = Stich des Bogens bezw. der Kette
h = Trägerhöhe in der Mitte der Mittelöffnung
h_0 = Trägerhöhe über dem Pfeiler
h_1 = Trägerhöhe in der Mitte der Seitenöffnung
h_s = Bogenträgerhöhe im Scheitel
h_k = Bogenträgerhöhe am Kämpfer.

Liste 3.

Gruppe	5		6						7	
Nr.	1	2		1	2	3		4	2	3
Kennwort	„Geist der Gotik“	„Kern und Schale“	„Beton“	„Horizontal in horizontaler Landschaft“	„Straffer Bogen Flacher Stich“	„20stes Jahrhundert“	„Dreiklang“	„Eingespannter Bogen“	„Betonbogen“	„Einfach“
l	$52+2\cdot 11{,}60=75{,}20$	$37+2\cdot 21{,}5=80{,}00$	74,00	86,00	79,00	79,00	85,40	100,00	104,00	120,00
l_1	$32+2\cdot 11{,}60=55{,}60$	$37+28{,}5=58{,}50$	52,00	—	51,00	53,30	56,00	40,00	46,00	40,00
f	3,12	—	—	8,00	6,20	5,28	—	—	15,00	—
f_1	1,95	—	—	—	4,75	3,65	—	—	2,14	—
h_s	—	2,35	—	—	1,33	0,76	—	2,00	3,00	—
h_k	—	—	—	—	2,00	0,70	—	3,70	3,50	—
h in $\frac{l}{4}$	—	—	—	—	1,50	0,80	—	—	3,50	—
h_{s1}	—	—	—	—	1,50	0,55	—	—	—	—
h_{k1}	—	—	—	—	1,80	0,55	—	—	—	—
h in $\frac{l_1}{4}$	—	—	—	—	1,50	0,60	—	—	—	—
$f=l\cdot 1/n$	$l\cdot 1/16{,}7$	—	—	$l\cdot 1/10{,}75$	$l\cdot 1/12{,}80$	$l\cdot 1/15{,}00$	—	—	$l\cdot 1/7{,}00$	—
$f_1=l_1\cdot 1/n$	$l_1\cdot 1/16{,}6$	—	—	—	$l_1\cdot 1/10{,}80$	$l_1\cdot 1/10{,}80$	—	—	$l_1\cdot 1/21{,}50$	—
$l_1=l\cdot 1/n$	$l\cdot 1/1{,}35$	$l\cdot 1/2{,}15$	$l\cdot 1/1{,}42$	—	$l\cdot 1/1{,}55$	$l\cdot 1/1{,}50$	$l\cdot 1/1{,}52$	$l\cdot 1/2{,}50$	$l\cdot 1/2{,}26$	$l\cdot 1/3{,}00$

l = Spannweite der Mittelöffnung
l_1 = Spannweite der Seitenöffnung
f = Stich des Mittelbogens
f_1 = Stich des seitlichen Bogens
h_s = Scheitelstärke des Mittelbogens
h_k = Kämpferstärke des Mittelbogens
$h_{l/4}$ = Bogenstärke in $l/4$ im Mittelbogen
h_{s_1} = Scheitelstärke des seitlichen Bogens
h_{k_1} = Kämpferstärke des seitlichen Bogens
$h_{l_1/4}$ = Bogenstärke in $l_1/4$ im seitlichen Bogen.

Für Gruppe 1 (Fahrbahn oben) ergibt sich nach Liste 1 folgendes:

1. Die Blechträgerhöhe schwankt in der Seitenöffnung zwischen 1/16.2 und 1/33 der Stützweite, in der Mittelöffnung zwischen 1/15,4 und 1/32,7 und bei den eingehängten Trägern zwischen 1/13,6 und 1/15.
2. Das Verhältnis der Seitenöffnung zur Mittelöffnung schwankt zwischen 1/1,36 und 1/2.
3. Das Verhältnis der Länge des Kragarmes zur Nachbaröffnung schwankt zwischen 1/3 und 1/4,15.
4. Das Verhältnis der Länge des Hängeträgers zu der ihm zugehörigen Öffnung schwankt zwischen 1/1,52 und 1/1,75.

Für Gruppe 2 (Bogenträger über der Fahrbahn) ergeben sich folgende Maße und Verhältnisse nach Liste 2:

1. Das Verhältnis der Seitenöffnung zur Mittelöffnung schwankt zwischen 1/2,05 und 1/2,28.
2. In der Seitenöffnung ist die Blechträgerhöhe 1/14,3 bis 1/15,80 der Spannweite.
3. In der Mittelöffnung ist die Blechträgerhöhe 1/35 der Spannweite.
4. Die Höhe des Druckbogens im Verhältnis zur Stützweite der Mittelöffnung $\left(\frac{hs}{l}\right)$ ist 1/50 bis 1/95.
5. Das Pfeilverhältnis des Mittelbogens schwankt zwischen 1/8 und 1/9,7.
6. Das Verhältnis der Länge des Kragarmes zur Nachbaröffnung ist 1/12,10 bis 1/14,50.

Für Gruppe 3 ergeben sich folgende Maße und Verhältnisse:

1. Die Höhe des Versteifungsträgers in der Mittelöffnung ist 1/42 bis 1/48 der Stützweite.
2. Das Pfeilverhältnis für die Kette in der Mittelöffnung ist 1/10.
3. Das Verhältnis der Seiten- zur Mittelöffnung schwankt zwischen 1/2 und 1/3. Darin zeigt sich das berechtigte Bestreben, durch Ausdehnung der Mittelöffnung die Anordnung der Hängebrücke wirtschaftlich zu gestalten.

3. Entwürfe im Massivbau. Von den eingereichten 17 Entwürfen, bei denen ein Massivtragwerk auch die Mittelöffnung überspannt, umfaßt

die 6. Gruppe mit den Bogen unterhalb der Fahrbahn 10 Entwürfe,
die 7. Gruppe mit hoch liegenden Haupttragbogen und daran angehängter Fahrbahn 6 Entwürfe,
die 5. Gruppe, Gerberträger aus Eisenbeton mit obenliegender Fahrbahn, 2 Entwürfe (Dreigelenkbogen).

Über die drei Gruppen aus dem Massivbau gibt die Liste 3 (S. 647) näheren Aufschluß.

1. Darnach schwankt das Verhältnis der Seitenöffnung zur Mittelöffnung zwischen 1/1,35 und 1/3.
2. Das Pfeilverhältnis der Mittelöffnung zwischen 1/7,00 und 1/16,7.
3. Das Pfeilverhältnis der Seitenöffnung zwischen 1/10,8 und 1/21,50.

Die größte Stützweite im Mittelbogen beträgt 100 m.

4. Einzelbeschreibung. Im folgenden wird eine Reihe von Entwürfen in zufälliger Auswahl und Reihenfolge durchgesprochen, ohne daß damit gesagt werden soll, daß sie gerade die besten Vertreter ihrer Gruppe darstellen. Es ist überhaupt bezeichnend für diesen Wettbewerb, daß in der Gruppe 1, in der Gruppe 2 und auch im Massivbau mit untenliegenden Bogen mehrere nahezu gleichwertige Entwürfe vorlagen, von denen aber immer nur einer durch Preis oder Ankauf aus naheliegenden Gründen hat ausgezeichnet werden können. Vollständig unberücksichtigt blieben die Massivbauentwürfe, die in der Mittelöffnung schwere Eisenbetonbogen über der Fahrbahn anordnen, da man wohl mit Recht der Ansicht zuneigt, daß solche Konstruktionen die Vorzüge des Eisenbetons nicht ausnutzen und daß die Ummantelung der Hängesäulen nur aus Gründen der Rostgefahr einen starken Nachteil gegenüber der gleichartigen Ausbildung in Eisen darstellt.

Eisenbau.

I. Gruppe.

1. Flachbrücke.

1. Preis. „Ausführungsentwurf". Grün & Bilfinger, M. A. N. Gustavsburg, Architekt Adolf Abel, Stuttgart.

(Hierzu Tafel IV.)

Der Entwurf ist ein im wesentlichen unter der Fahrbahn liegender Gerberträger mit einfachen, natürlichen Gurtlinien. Indem der Obergurt des Tragwerks auf die Höhe des Geländerholmes gelegt wurde, gelang es, einen über drei Öffnungen von $2 \times 55{,}62$ und $1 \times 86{,}52$ durchlaufenden Gerberträger mit ausreichender Trägerhöhe als Blechträger zu konstruieren. Aus wirtschaftlichen und ästhetischen Gründen sind die beiden Hauptträger zwischen Fahrbahn und Fußweg angeordnet worden; sie haben kastenförmigen Querschnitt. Die Mittelöffnung hat zwei Kragarme von je 18,54 m Länge und einen eingehängten Träger von 49,44 m Stützweite. Der Querträgerabstand ist über die ganze Brücke weg 6,18 m. Die Stegblechoberkante liegt durchweg wie der Geländerholm 1,10 m über dem Fußweg. Um an Trägerhöhe in der Brückenmitte zu gewinnen, wurden die Fußwege aber unabhängig von der Fahrbahn in die größere Steigung 1 : 50 gelegt, so daß sie über die große Mittelöffnung hinweg 32,5 cm höher liegen als der Fahrweg. Für den eingehängten Träger wurde eine Stegblechhöhe von 3650 mm $= \frac{49{,}44}{13{,}5}$ in der Mitte und von 3500 mm an den Gelenken gewählt. Über den Pfeilern ist das Stegblech 4900 mm $= \frac{86{,}52}{17{,}6}$ hoch; gegen das Land-Widerlager zu nimmt es auf 3200 mm $= \frac{55{,}62}{17{,}4}$ ab. Der untere Lagerkörper der Flußpfeiler taucht etwas in das Hochwasser ein. Deswegen sind die unteren Lagerstühle in eigenartiger Weise mit kreisförmiger Grundfläche von 2 m Durchm. und acht radialen lotrechten Rippen aus gebildet, deren Zwischenräume mit Beton ausgefüllt werden sollen. Dieser abgestumpfte glatte Kegel bietet dem Treibeis usw. keine Angriffstelle. Alle Leitungen sind in den Räumen zwischen den Längsträgern des Fahrweges untergebracht. Die Fahrbahn besteht aus neun Längsträgern im Abstande von 1,44 m. Die Längs- und Querträger sind genietete Vollwandträger; die vollwandigen Hauptträger haben einen unten offenen Kastenquerschnitt, der an den Querträgeranschlüssen ausreichend ausgesteift ist. Der lichte Raum zwischen den Stegblechen beträgt 600 mm und genügt gerade noch als Arbeitsraum für die Unterhaltung. Die Auflager auf den Widerlagern sind beweglich, auf den beiden Flußpfeilern dagegen fest. Der eingehängte Träger hat ein festes und ein bewegliches Lager.

Als Baustoff ist durchweg St 48 vorgesehen, dessen Vorzüge bei den auf Biegung beanspruchten Balken besonders in Erscheinung treten. In der Mittelöffnung wird eine größte Durchbiegung von 10,8 cm, also $\frac{1}{800}$ der Stützweite, in jeder Seitenöffnung eine solche von 5,3 cm, also rd. $\frac{1}{1050}$ nachgewiesen.

Die Fahrbahnplatte aus Eisenbeton hat kreuzweise Bewehrung, berechnet nach der Theorie elastischer Gewebe. Hochwertigen Zement hierfür zu verwenden war nicht nötig, da die Fahrbahnplatte schon wegen der Verkehrsstöße mit 15 cm stärker als notwendig ausgebildet wurde. Die kreuzweise bewehrten Platten vertreten die sonst üblichen eisernen Buckelplatten und verlangen daher Hilfsquerträger. Der Mörtelschutzmantel über der Isolierung der Fahrbahnplatte bildet zugleich die Bettung für das Holzpflaster. Die Straßenbahnschienen liegen auf Hartasphaltplatten und sind von dem Holzpflaster durch Gußasphalt getrennt. Durch die Gleislängsschwellen aus Hartasphalt kann von Zeit zu Zeit das Wasser quer hindurch abfließen.

Für die Montage sind feste Rüstungen vorgesehen.

Gründung: Für die beiden Flußpfeiler wurde Druckluftgründung gewählt unter Verwendung von Eisenbetonsenkkasten.

Für die Pfeilerverkleidung ist im unteren Teil Granit, im oberen Teil Sandstein vorgeschlagen, wobei die Pfeilerseiten nur Schichtensteine und keine Quadern erhalten. Die Widerlager sollen zwischen eisernen Larssenspundwänden gegründet und hochgeführt werden, die bis zu 2,50 m unter die Fundamentsohle reichen. Um die Larssenspundwände aber nach Maßgabe des Baufortschrittes wieder hochziehen zu können, werden zwischen ihnen und den Betonsenkkasten dünne Schalbretter eingelegt.

Das Eigengewicht des Eisenbaues beträgt: Hauptträger 1221 t, Fahrbahn 456 t, insgesamt 1837 t hochwertigen Baustahls.

Die Auflagerkörper aus Stahl verbrauchen 44 t. Mit Geländer und allem Zubehör ergibt sich ein Eisengewicht von 1910 t.

Der Entwurf zeigt die einfache, klare Trägerform, wie sie die bescheidenen Größenverhältnisse des immerhin noch kleinen Neckarflusses verlangen, und mutet dem nicht ganz zuverlässigen Untergrunde nur lotrechte Drücke zu. Der außenliegende Fußweg und seine glückliche Parallelführung mit dem Trägerobergurt verleihen dem Blechträger ein schlankes, gefälliges Aussehen. Die Gesamterscheinung der Brücke schmiegt sich gut in das nüchterne Gesamtbild der Umgebung, wie auch der flußabwärts gelegenen Strecke mit den beiden vorhandenen Brücken ein und erzielt so einen angenehmen Dreiklang.

2. Freie Fahrbahn.

Die außenliegenden, kastenförmigen Hauptblechträger sind Kragträger, die in der Mittelöffnung einen Hängeträger aufweisen. Die unter der Fahrbahn liegenden Träger haben eine Höhe von 3,60 m $= \frac{54{,}40}{15{,}20}$ in der Mittelöffnung und 4,80 m $= \frac{57{,}60}{12}$ über den Auflagern. Ihr Obergurt bildet das Geländer, liegt 1,10 m über dem Fußwege und ist 0,90 m breit. Um genügende Konstruktionshöhe für die Hauptträger zu erreichen, werden die beiden Zufahrtrampen nicht in 1 : 70, sondern in 1 : 60 Steigung gelegt. Die Seitenöffnung hat 57,60 m Stützweite und einen Kragarm gegen die Mitte von 13,9 m. Die größte Durchbiegung wird zu $\frac{1}{900}$ der Stützweite berechnet. Um der Wärmedehnung Rechnung zu tragen, sind in die Gelenke Pendel eingefügt. Die Fahrbahnpatte besteht aus Buckelplatten und ruht auf Längs- und Querträgern.

Die Außenlage der Hauptträger bedingt 19 m lange Querträger von 2 m Höhe und daher eine schwere Fahrbahn.

Die Gründung soll zwischen Spundwänden hergestellt werden.

Für die Eisenkonstruktion wird ein Gesamtgewicht von 2032 t berechnet, wobei die Buckelbleche aus St 37 bestehen, für alles andere aber St 48 verwendet ist. Dazu kommen für die Lager weitere 75 t.

Der Entwurf kommt der vorigen Lösung nahe, hat aber durch die Außenlage der Hauptträger sich die Aufgabe unnötig erschwert.

(Fortsetzung folgt.)

Umbau der Überführung bei km 69,97 der badischen Hauptbahn zwischen Durlach und Karlsruhe.

(Neuer Überbau in hochwertigem Baustahl St 48.)

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Knittel**, Karlsruhe.

I. Geschichte und Beschreibung des bisherigen Bauwerks.

Die im Jahre 1894 in Betrieb genommene Bahnlinie Graben-Neudorf—Karlsruhe—Rastatt—Wintersdorf wurde kurz vor ihrer Einmündung in den Personenbahnhof Karlsruhe unter der zweigleisigen badischen Hauptbahn Heidelberg—Karlsruhe—Basel bei km 69,97 unterführt. Bei der Verlegung des Personenbahnhofs Karlsruhe (Inbetriebnahme im Jahre 1913) wurden auch die Personenzuggleise von Hagsfeld bis Karlsruhe verlegt, und es wurden an ihrer Stelle ohne Änderung des Bauwerks die Gütergleise zwischen Hagsfeld und dem Rangierbahnhof Karlsruhe unter der Hauptbahn durchgeführt. Die Linie Pforzheim—Durlach wurde unabhängig von der Hauptbahn

Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim.

Entwurf „Flachbrücke."

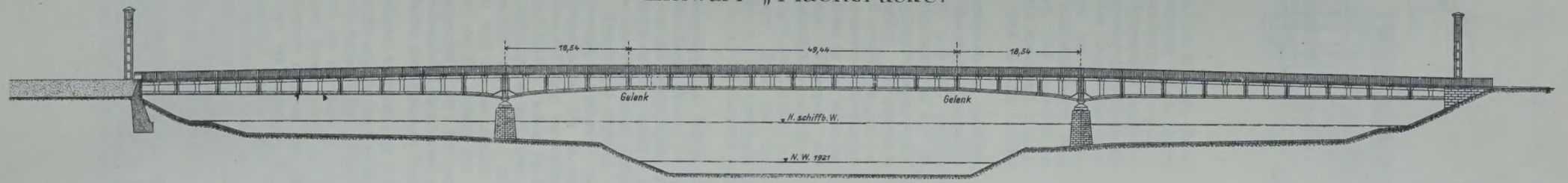


Abb. 1. Ansicht der Brücke. 1:800.

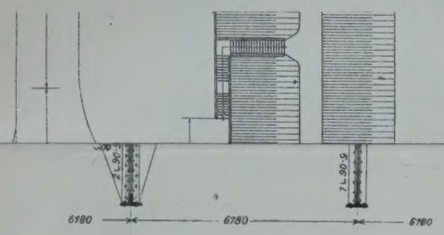
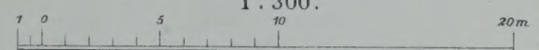


Abb. 8. Längenschnitt durch die Fahrbahn.

Abb. 9 - 11. Pfeiler. 1:300.

1:300.



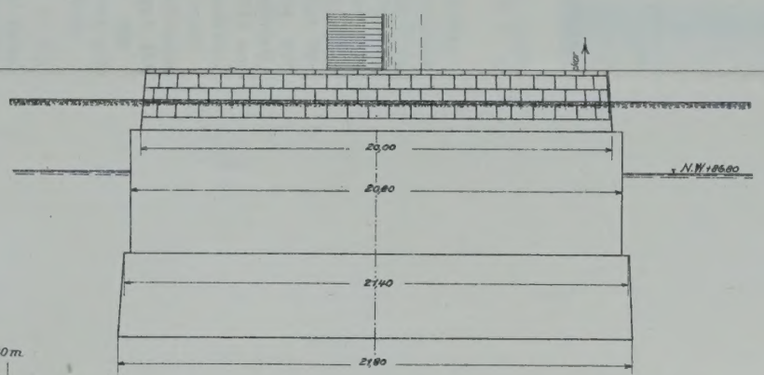


Abb. 9. Längsansicht.

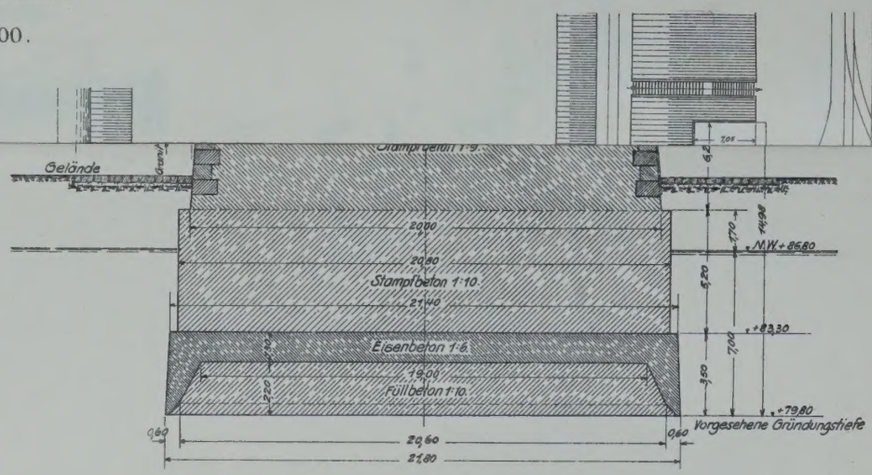


Abb. 10. Längenschnitt in Pfeilerachse.

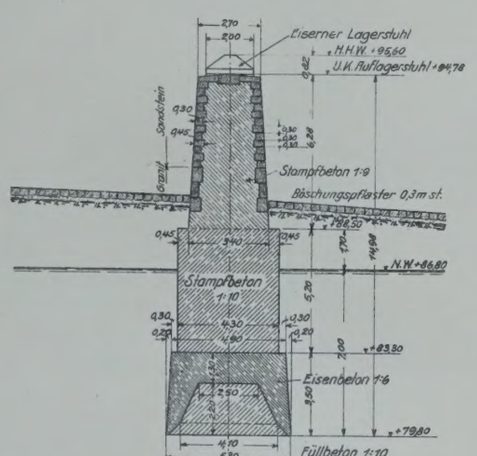


Abb. 11. Querschnitt in Brückenachse.

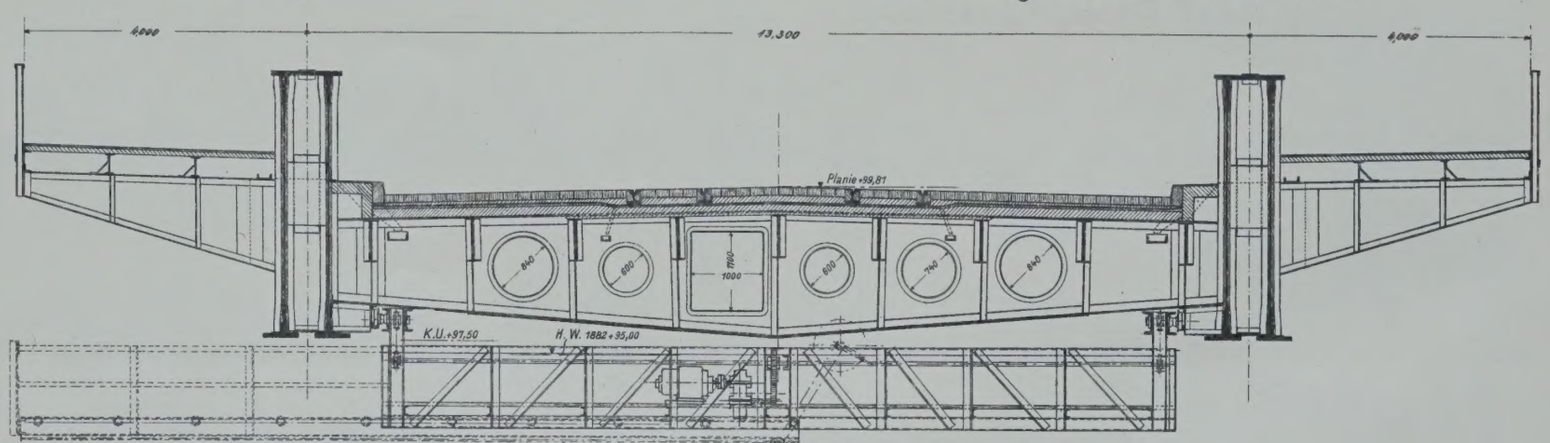


Abb. 12. Querschnitt des Überbaues in Brückenmitte. 1:100.

Lith. Anst. v. Bogdan Gisevius, Berlin.

Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin.

Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim.

Entwurf „Flachbrücke."

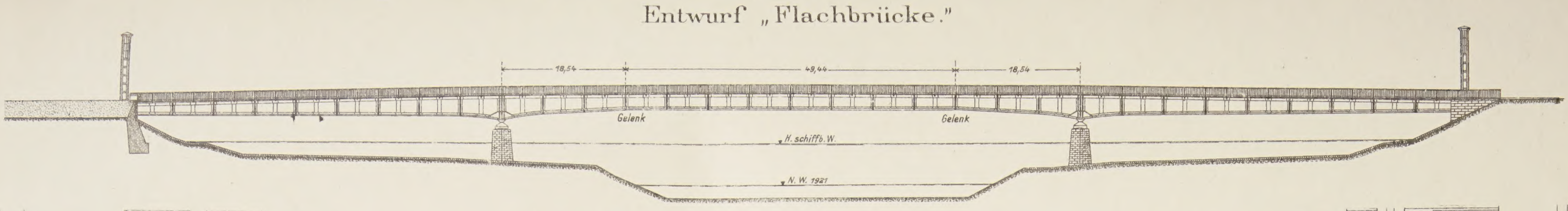


Abb. 1. Ansicht der Brücke. 1:800.

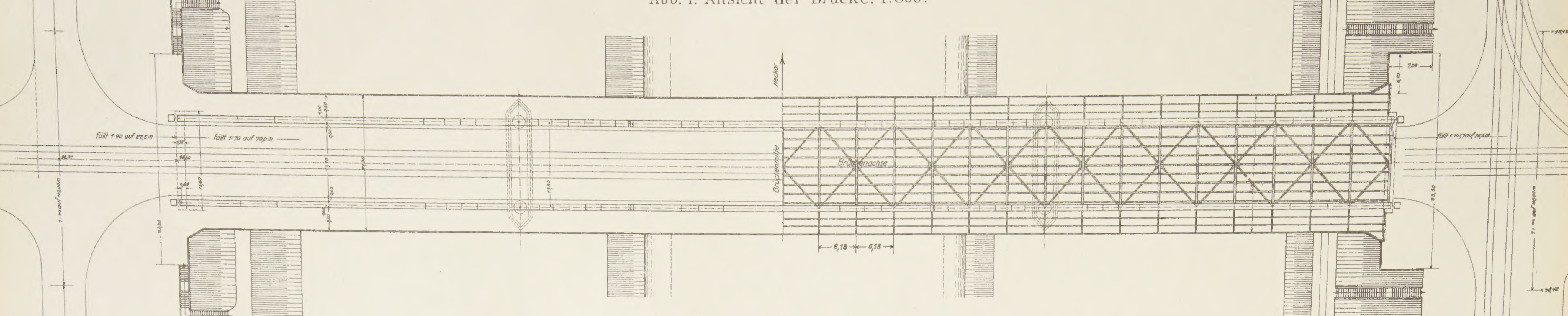


Abb. 2. Grundriß der Brücke. 1:800.

1:800.

Abb. 3 u. 4. Hauptträger über dem Pfeiler. 1:100.

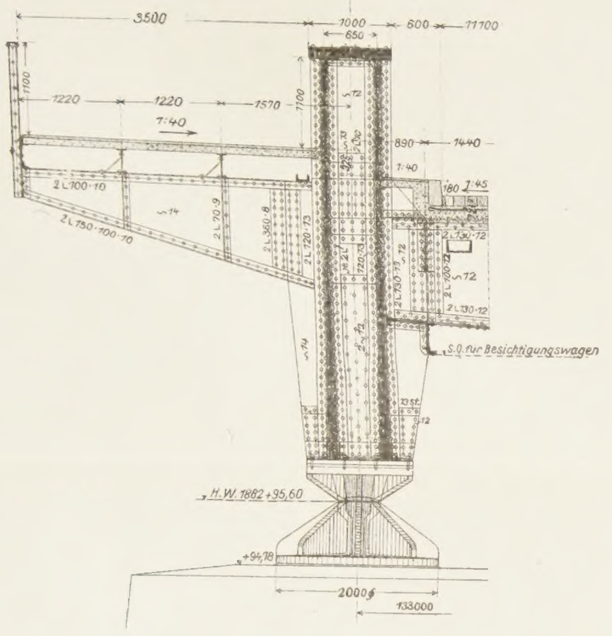


Abb. 3. Querschnitt.

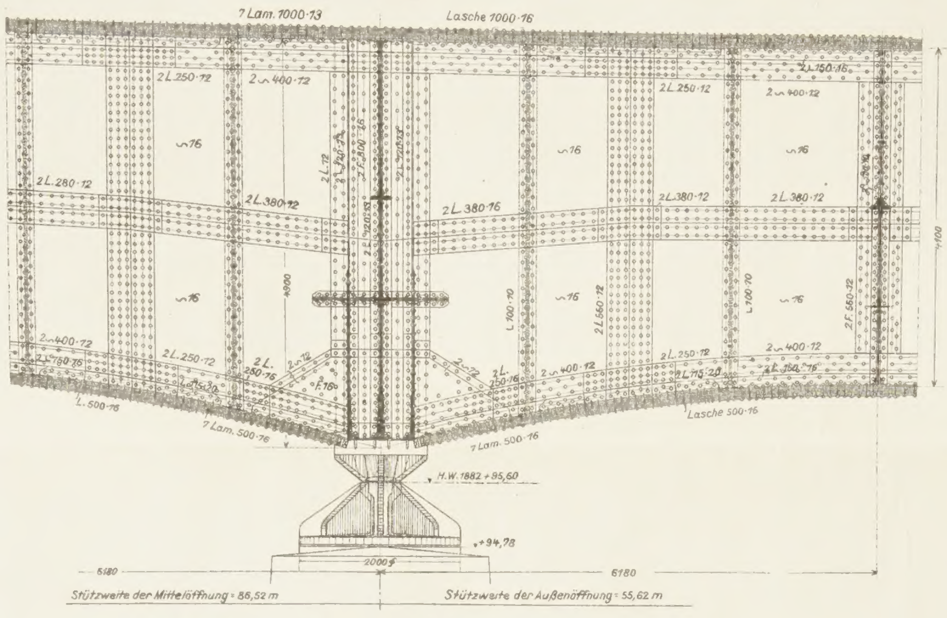


Abb. 4. Ansicht.

Hauptträgerende am Widerlager. 1:100.

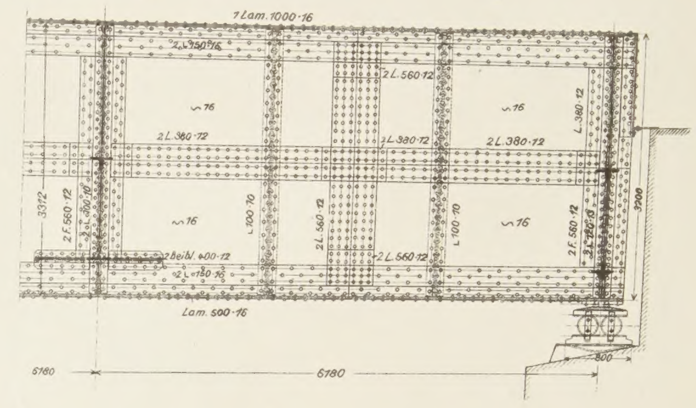
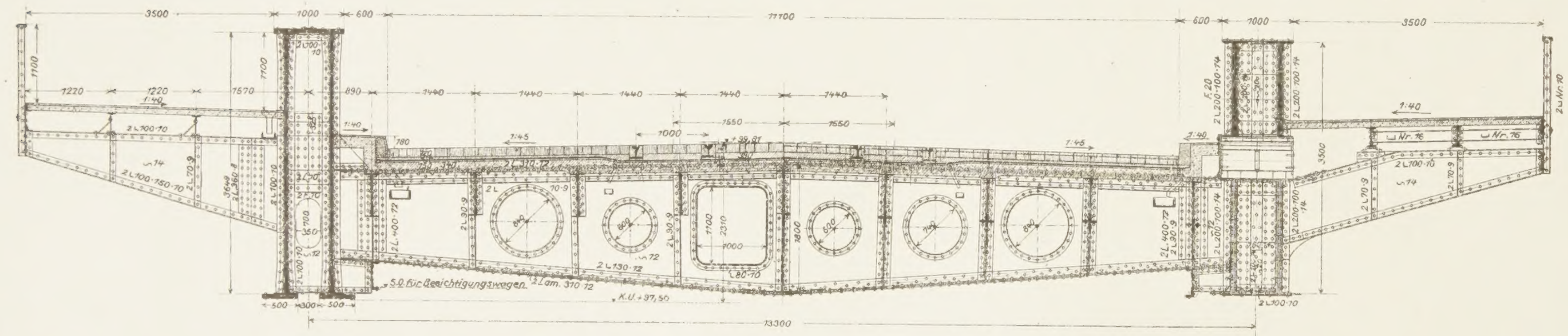


Abb. 5. Ansicht.

1:100.



normal.

Abb. 6. Querschnitt des eisernen Überbaues. 1:100.

am Gelenk.

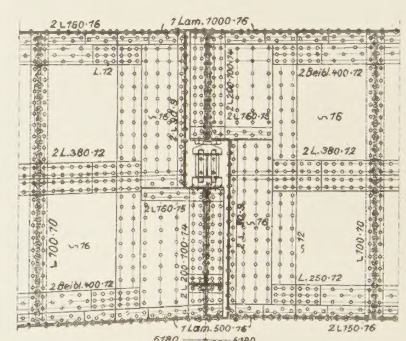


Abb. 7. Hauptträger am Gelenkpunkt. 1:100.

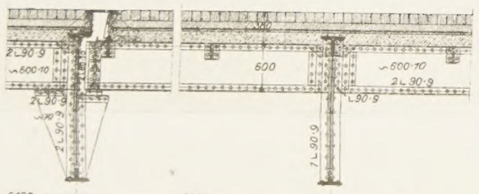


Abb. 8. Längenschnitt durch die Fahrbahn.

Abb. 9-11. Pfeiler. 1:300.

1:300.

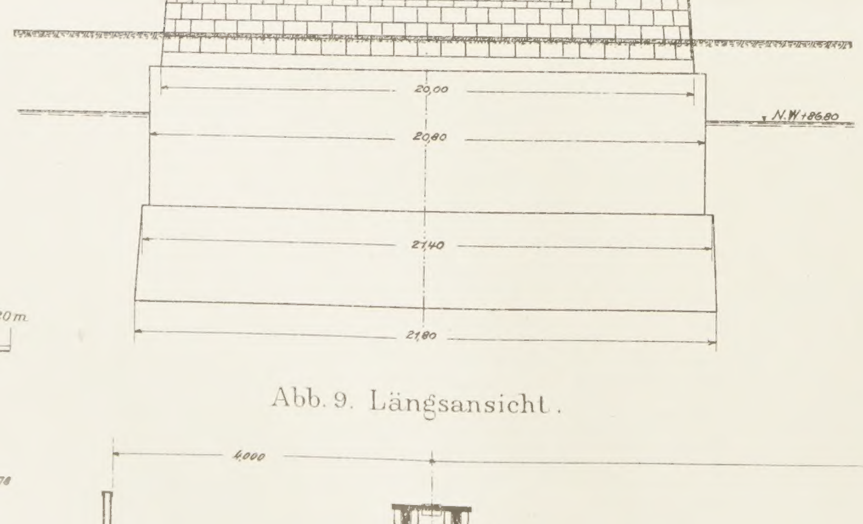


Abb. 9. Längsansicht.

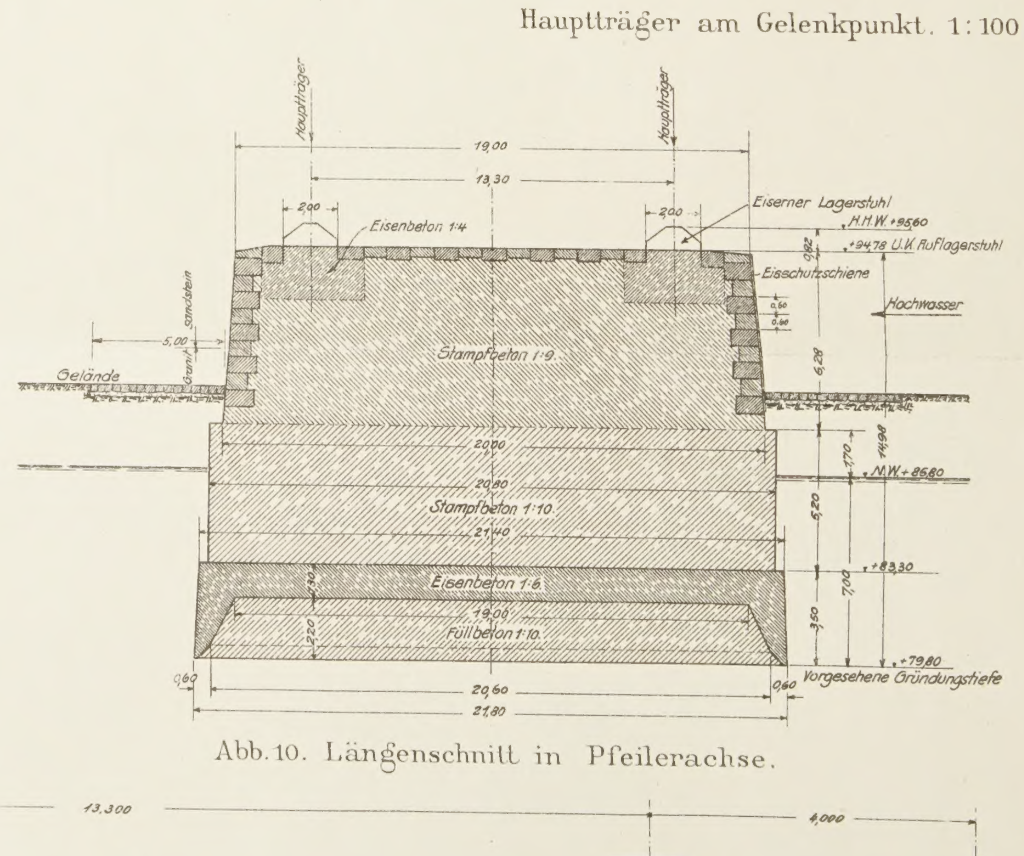


Abb. 10. Längenschnitt in Pfeilerachse.

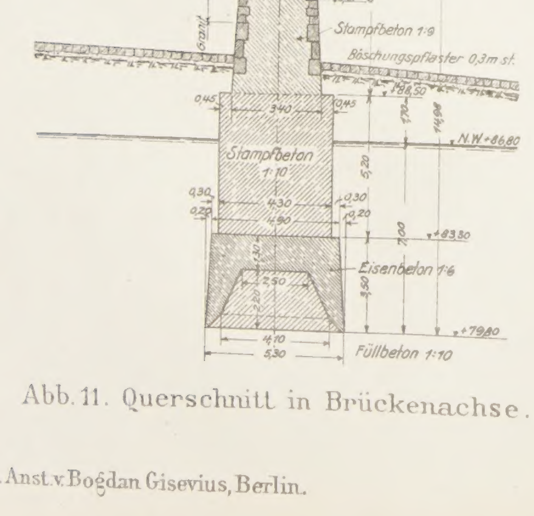


Abb. 11. Querschnitt in Brückenachse.

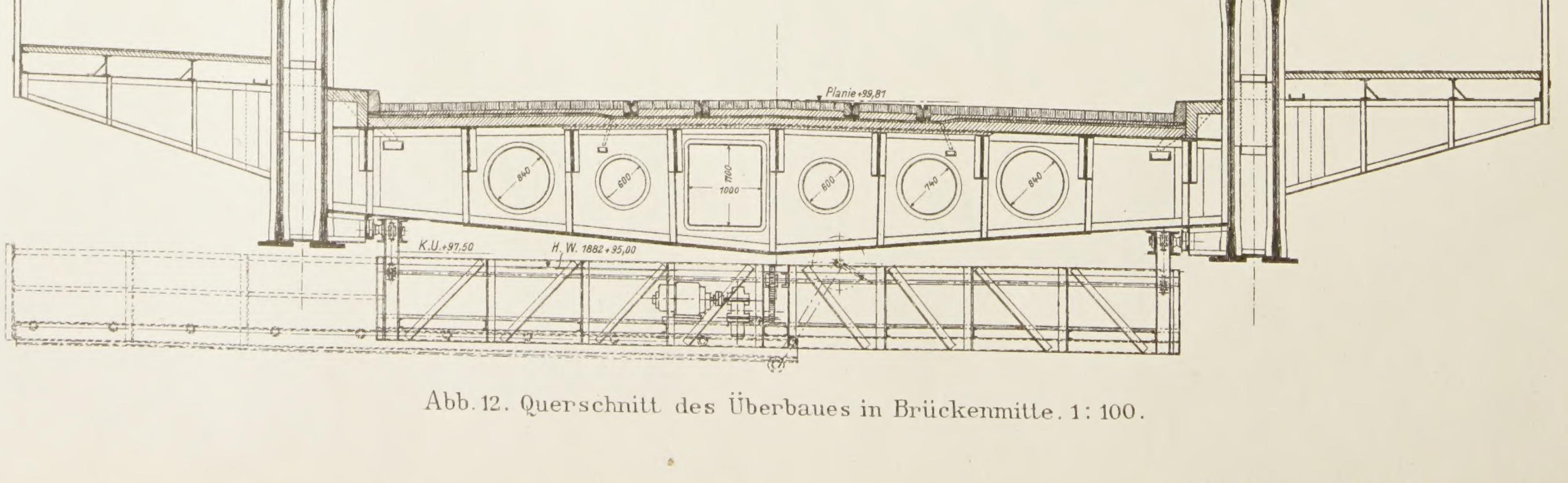


Abb. 12. Querschnitt des Überbaues in Brückenmitte. 1:100.

Lith. Anst. v. Bogdan Gisevius, Berlin.

Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin.

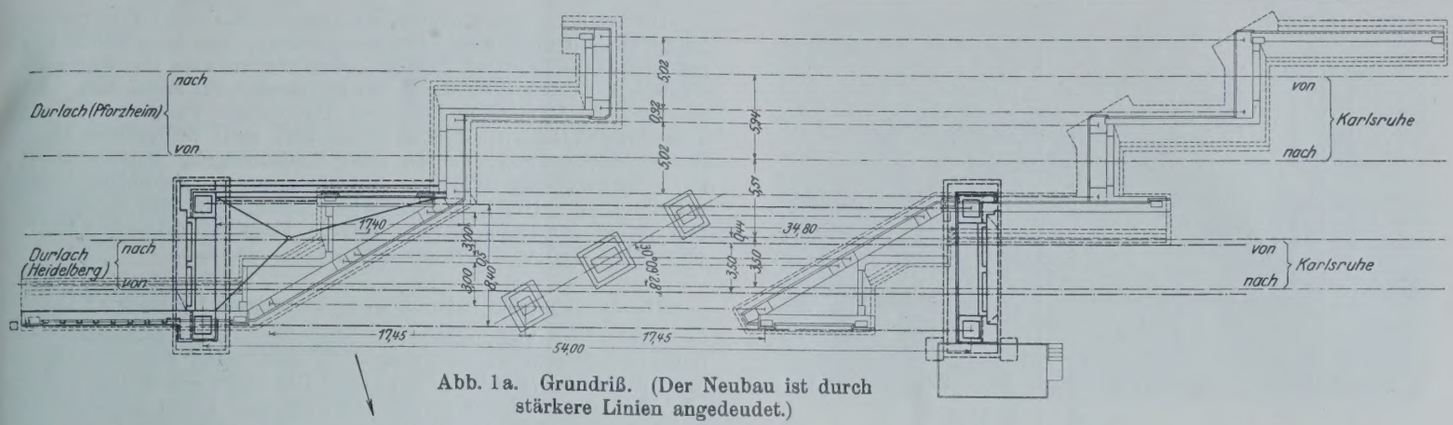


Abb. 1a. Grundriß. (Der Neubau ist durch stärkere Linien angedeudet.)

neben dieser als Linie Durlach—Karlsruhe Süd zweigleisig in den neuen Personenbahnhof Karlsruhe weiter — und über die Gütergleise Hagsfeld—Karlsruhe Rangierbahnhof neben der Überführung der Hauptbahn überführt, und zwar auf zwei geraden eingleisigen Fachwerkbrücken ohne Zwischenstützen. Der Grundriß des ganzen Bauwerks sowie eine schematische Ansicht sind in Abb. 1a bis c dargestellt.

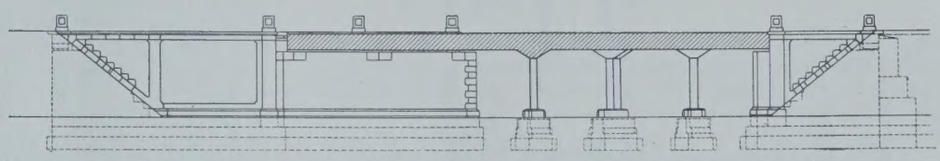


Abb. 1b. Ansicht der alten Brücke.

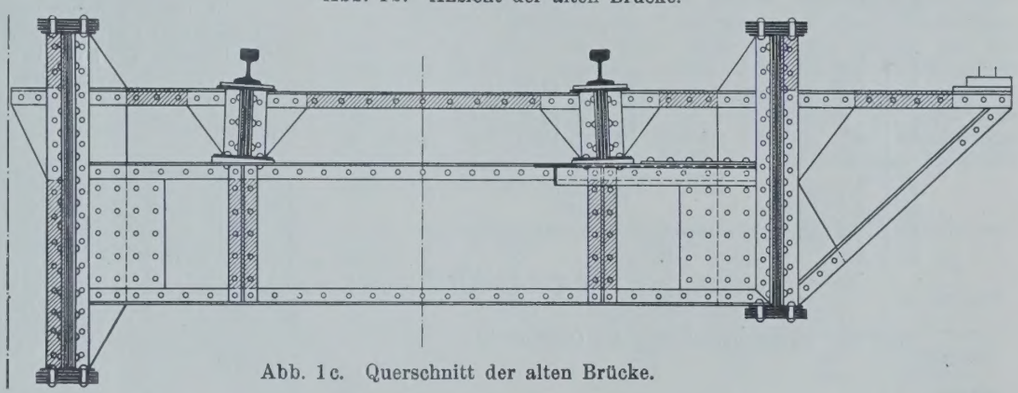


Abb. 1c. Querschnitt der alten Brücke.

Der Kreuzungswinkel zwischen der Achse der Hauptbahn (Durlach—Karlsruhe Nord) und den schiefen Widerlagerfluchten betrug rd. 30°; die für jedes Gleis getrennt angeordneten Überbauten hatten durchgehende Hauptträger mit zwei Öffnungen von je 17,45 m Stützweite (Blechträger von 1250 mm Höhe, in der Mitte mit heruntergezogenem Untergurt und von einer Pendelsäule unterstützt). Die Schienen lagen unmittelbar auf den Längsträgern, diese auf den Querträgern (Abb. 2). Das Verhältnis zwischen Trägerhöhe und Stützweite war rd. 1:14, die Bauhöhe zwischen S. U. und Trägerunterkante 1004 mm.

Mit der Steigerung der Betriebslasten stellten sich erhebliche Mängel dieser Anordnung heraus. Die Befestigungsniete der Schienenunterlagsplatten auf den Längsträgern und die der Längsträger auf den Querträgern wurden ständig locker. Die Durchbiegung der Hauptträger war unter der Verkehrslast erheblich und infolge der schiefen Lage für beide Hauptträger ungleich; sie veranlaßte daher Schrägstellung der Fahrzeuge abwechselnd nach beiden Seiten und bedeutende Seitenschwankungen, die in den schräg zur Bauwerkachse gestellten, miteinander nicht verbundenen Pendelsäulen keinen Widerstand fanden. Schon im Jahre 1913 wurde daher eine Ermäßigung der zulässigen Fahrgeschwindigkeit auf 45 km/Std. angeordnet. Beim Entwurf der Überbauten war man für den damals vorgeschriebenen Lastenzug scharf an die Grenze der zulässigen Beanspruchungen gegangen; die Nachrechnung für die schwersten verkehrenden Lokomotiven ergab eine erhebliche Überschreitung der zulässigen Beanspruchung.

II. Umbauentwurf in Flußeisen (Flußstahl St 37).

Da eine Verstärkung die Hauptmängel nicht beheben konnte, wurde ein Entwurf für vollständigen Umbau der Brücke bearbeitet, der im Jahre 1914 ausgeführt werden sollte. Durch den Krieg wurde der Umbau zunächst verschoben; er konnte auch in den ersten Jahren nach dem Kriege infolge der bekannten schwierigen Verhältnisse nicht ausgeführt werden. Man beschränkte sich zunächst darauf, im Jahre 1919 die benachbarten Hauptträger der beiden Überbauten gegenseitig abzustützen, um die großen Seitenschwankungen zu vermindern. Einen wesentlichen Erfolg hatte jedoch diese Maßnahme nicht.

Bei dem Umbauentwurf wurde als Überbau eine gerade zweigleisige Fachwerkbrücke ohne Zwischenstützen vorgesehen, um den in diesen liegenden Gefahrpunkt auszuschalten und unter der Brücke freie Durchsicht und freie Hand für Änderungen an den Gütergleisen zu haben. Für zwei eingleisige Brücken, wie bei der danebenliegenden Überführung der Linie Pforzheim—Karlsruhe, hätten die beiden Gleise auf mindestens 6 m auseinandergezogen werden müssen, was mit Rücksicht auf die benachbarte Unterführung bei km 69,89 und das Stellwerkgebäude der danebenliegenden Blockstelle nicht möglich war.

Der in den Grundzügen schon vor dem Kriege festgelegte Entwurf wurde nach dessen Beendigung ausgearbeitet und nach Erscheinen der neuen vorläufigen Berechnungsvorschriften der Deutschen Reichsbahn vom Jahre 1922 diesen angepaßt.

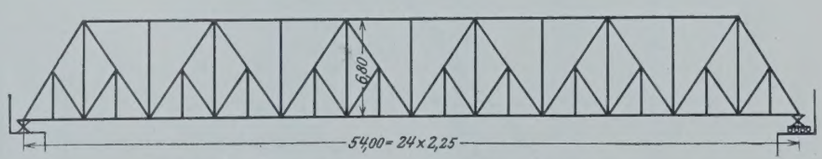


Abb. 2. Hauptträgernetz des Entwurfs in St 37.

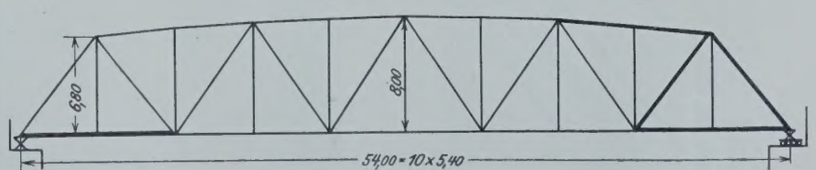


Abb. 3a. Hauptträgernetz.

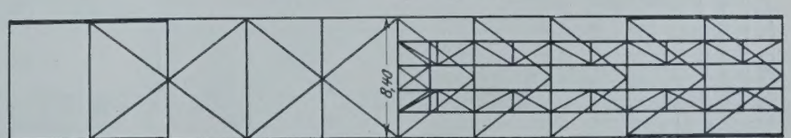


Abb. 3b. Grundriß mit Netzlinien der Fahrbahn und der wagerechten Verbände.

Abb. 3. Ausgeführter Entwurf in St 48.

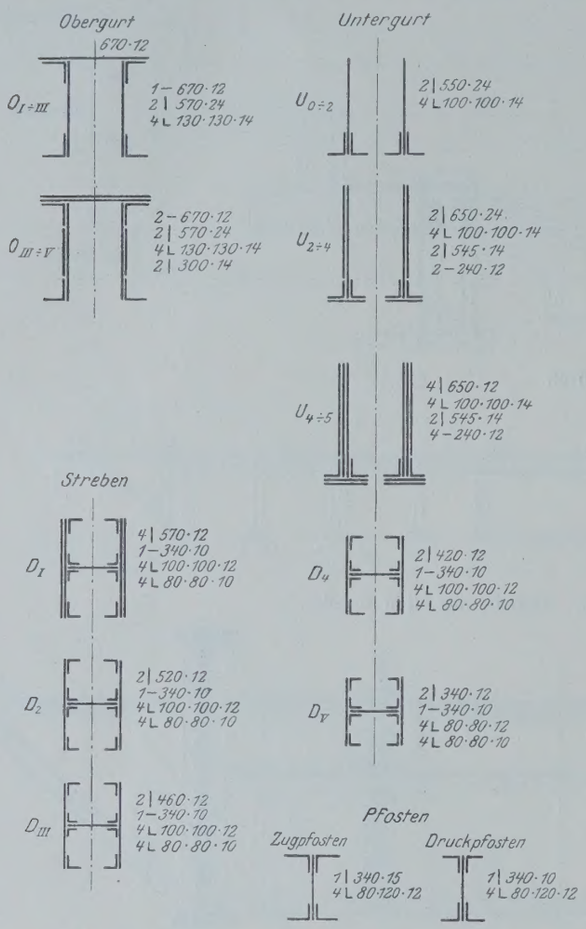


Abb. 3c. Zusammenstellung der Querschnitte.

Die Bauhöhe der alten Brücke zwischen S. U. und Trägerunterkante von 1004 mm wurde für den neuen Überbau beibehalten. Um bei dieser beschränkten Bauhöhe nicht zu schwere Querträger zu erhalten, wurde die Feldteilung sehr eng gewählt (24 Felder zu 2,25 m) und für die 54 m weit gestützten Hauptträger Parallelträger mit abgeschrägten Enden, Wechselstreben über zwei Felder und Hilfsstreben angenommen, um zu steile Strebenneigung zu vermeiden. Der Achsabstand der Hauptträger ergab sich aus den zur knicksicheren Ausbildung der Druckstäbe gewählten Querschnittgrößen zu 8,60 m. Das rechnungsmäßige Gewicht betrug: Flußeisen (Flußstahl St 37) 406 t, Stahl für Lager 21 t, zusammen 427 t. (Abb. 2.)

III. Ausgeführter Entwurf in hochwertigem Baustahl St 48.

Infolge der Verhältnisse der Nachkriegszeit, insbesondere des Ruhrkampfes, konnten die Arbeiten für Beseitigung der alten Überbauten und die Herstellung des neuen Überbaues erst im Jahre 1924 öffentlich ausgeschrieben werden. Den Zuschlag erhielt Anfang Juni die Gutehoffnungshütte in Oberhausen auf Grund eines Sonderangebots für Ausführung in hochwertigem Baustahl St 48, der kurz vorher durch Verfügung der Hauptverwaltung zur Verwendung zugelassen worden war. Die Brücke wurde dadurch eine der ersten Ausführungen in diesem Baustoff. Der von der Gutehoffnungshütte in enger Zusammenarbeit mit dem Brückenbaubureau der Reichsbahndirektion ausgearbeitete Entwurf ist in seinen wesentlichen Teilen in Abb. 3a bis d dargestellt.

In hochwertigem Baustahl St 48 sind ausgeführt die Gurte, Streben und Zugpfosten der Hauptträger, die Quer- und Längsträger, in Flußstahl St 37 die Druckpfosten der Hauptträger, die Wind- und Querverbände, Anschlußwinkel, Futter- und Bindebleche.

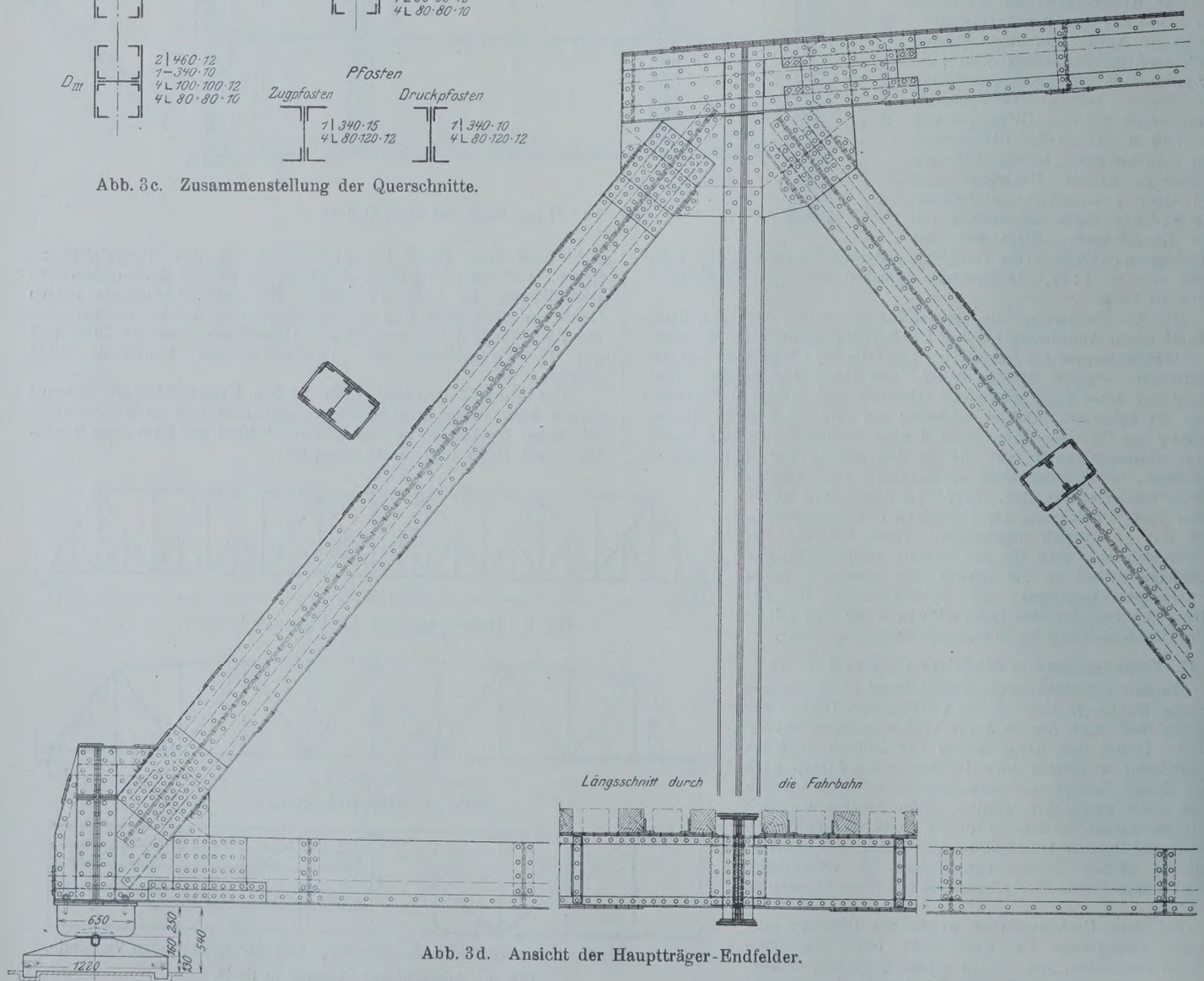


Abb. 3d. Ansicht der Hauptträger-Endfelder.

Die Gewichte betragen in Tonnen:

	Ausgeführter Entwurf			zus.	Entw. in St 37	Gewichtsersparnis	
	St 48	St 37	Stahl für Lager			in t	in %
Hauptträger . . .	153,4	28,4	—	181,8	268,0	86,2	32,2
Fahrbahn	71,8	13,1	—	84,9	108,2	23,3	21,5
Wind- u. Querverb..	0,3	32,5	—	32,8	27,8	— 5,0	— 18,0
Gehwege u. Geländer	—	8,0	—	8,0	2,0	— 6,0	— 300,0
Lager	—	—	19,1	19,1	21,0	1,9	0,9
zus.	225,5	82,0	19,1	326,6	427,0	100,4	23,5

Die beiden Entwürfe in Flußstahl und in Baustahl sind jedoch nicht unmittelbar vergleichsfähig, da sie nicht auf gleichen baulichen Grundsätzen beruhen. Gegenüber dem Entwurf der RBD zeigt der ausgeführte Entwurf, abgesehen von der Verwendung des hochwertigen Baustahls, folgende wesentlichen Änderungen:

1. Die Querschnitte der Streben sind in der Richtung senkrecht zur Trägerebene knapper gehalten, indem die Winkeleisen nach innen gelegt sind. Dadurch konnte der Hauptträgerachsabstand von 8,60 m auf 8,40 m herabgesetzt werden, was besonders wegen des knappen Abstandes vom Stellwerk sehr erwünscht war. Bei Ausführung in Flußstahl hätte der Hauptträgerabstand auf diese Weise ebenfalls noch etwas verkleinert werden dürfen, jedoch nicht in dem Maße wie beim hochwertigen Baustahl. Auch bei den Druckquerschnitten konnte die höhere zulässige Beanspruchung des Baustahls noch gut ausgenutzt werden, da die Schlankheitsgrade λ für die Streben 52,5 — 52,2 — 50,8 und 82,5 betragen.

2. Die Verkleinerung der Stützweite der Querträger zusammen mit ihrer höheren zulässigen Beanspruchung ermöglichte eine Vergrößerung der Feldweite, so daß 10 Felder zu 5,40 m angeordnet werden konnten, wobei allerdings recht kräftige Querträger entstanden. Damit entfielen die Hilfsstreben, die Gliederung der Hauptträger wurde klarer und einfacher und konnte durch leichte Krümmung des Obergurts und annähernd gleichlaufende Strebenneigung derjenigen der danebenliegenden Überführung angepaßt werden (Abb. 4). Eine Vergleichsrechnung ergab, daß bei gleicher Ausbildung der Querträger, jedoch Ausführung in Flußstahl, sowie einem Hauptträger abstande von 8,60 m 15 Felder nötig gewesen wären, um die Querträger nicht zu überlasten. Man hätte also bei Ausführung in Flußstahl unter allen Umständen entweder eine steilere und ungünstigere Strebenneigung oder, wie beim Entwurf der RBD, eine Anordnung mit Hilfsstreben nehmen müssen. Die Hauptträger konnten demnach durch die Wahl des hochwertigen Baustahls wesentlich günstiger ausgebildet werden.

Abb. 4.

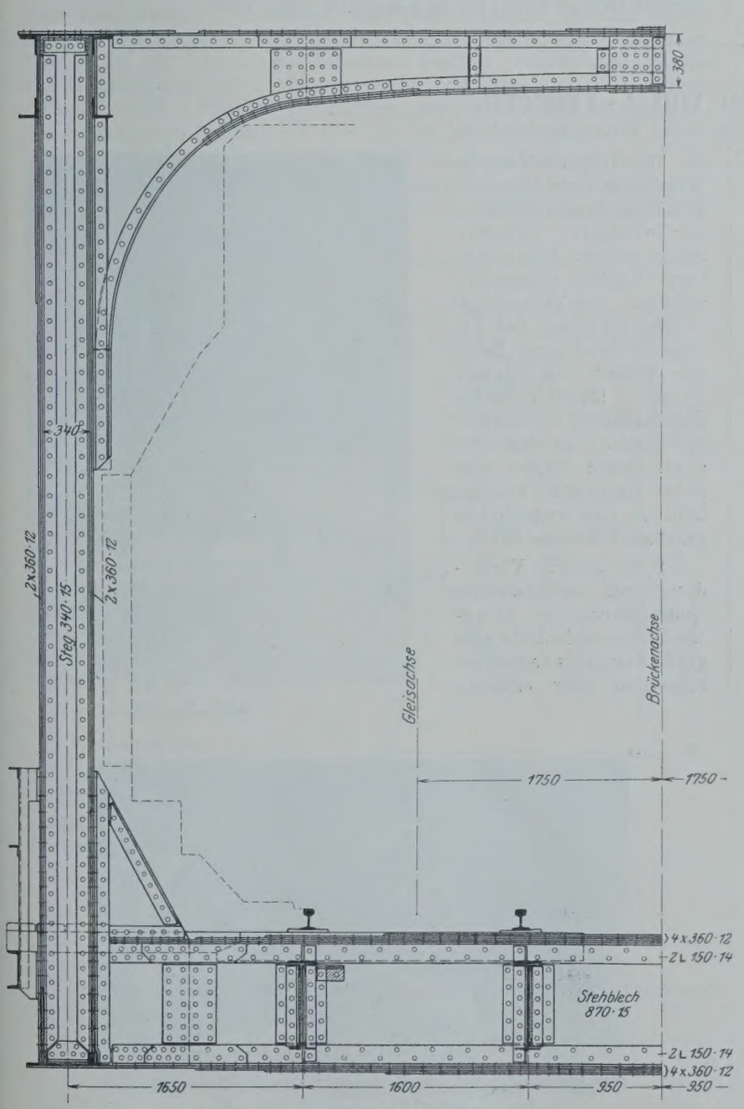


Abb. 3c. Querschnitt mit Endrahmen.

Probestab Nr.	Materialsorte	Streckgrenze kg/mm²	Bruchfestigkeit kg/mm²	Dehnung %	Bemerkungen
1	⌀ 21,5	31,8	50,6	27	Nietstahl
2	desgl.	32,3	49,4	26	Stauchproben
3	⌀ 18,5	33,8	51,5	27	gut
4	desgl.	33,5	50,0	24,5	
5	L 130 · 130 · 14 . .	33,7	58,7	23,5	
6	desgl. . .	35,7	56,1	23	
7	L 120 · 80 · 12 . .	29,7	52,5	26	
8	L 120 · 80 · 10 . .	31,0	52,8	26	
9	L 150 · 150 · 14 . .	31,0	53,0	25	
10	L 150 · 150 · 14 . .	31,3	54,0	27	
11	L 80 · 80 · 10 . .	30,3	56,5	24	
12	L 80 · 80 · 10 . .	34,3	55,5	25	
13	L 80 · 80 · 12 . .	35,5	55,4	25	
14	L 100 · 100 · 14 . .	33,6	56,2	23	
15 l	Blech 12 mm . .	32,3	53,1	22	
q	desgl. . .	34,0	53,5	20	
16 l	Blech 15 mm . .	32,5	53,0	23	
q	desgl. . .	34,1	52,6	24	
17 l	Blech 16 mm . .	34,3	55,2	21	
q	desgl. . .	34,9	54,9	20	
18 l	Blech 12 mm . .	32,2	50,7	24	
q	desgl. . .	31,2	51,0	19,5	
19 l	Blech 14 mm . .	31,6	50,8	25	
q	desgl. . .	30,6	49,7	24	
20 l	Blech 15 mm . .	30,7	49,6	23	
q	desgl. . .	29,8	50,2	23	
21 l	Blech 12 mm . .	35,9	53,0	22	
q	desgl. . .	36,2	53,7	20	
22 l	desgl. . .	32,0	49,8	23	
q	desgl. . .	32,9	50,9	20	
23 l	desgl. . .	36,6	51,8	22	
q	desgl. . .	37,3	52,5	18,5	
24 l	desgl. . .	35,3	55,7	21	
q	desgl. . .	35,8	55,6	20	
25 l	Blech 16 mm . .	36,8	56,1	20	
q	desgl. . .	36,1	56,3	20	
26 l	Blech 10 mm . .	34,9	54,2	21	
q	desgl. . .	35,4	54,0	20	
27 l	Blech 12 mm . .	36,0	55,9	20	
q	desgl. . .	36,5	57,2	18,5	
28 l	Blech 24 mm . .	35,6	52,1	21	
q	desgl. . .	36,7	52,5	20	

Die sämtlichen Kaltbiegeproben hielten gut.

IV. Ausführung des Umbaues.

Zunächst wurde der Betrieb zwischen Durlach und Karlsruhe auf den Gleisen Karlsruhe—Durlach (Nord) und Durlach—Karlsruhe (Süd) gesperrt und der ganze Verkehr Durlach—Karlsruhe auf Gleis Durlach—Karlsruhe (Nord), der von Karlsruhe nach Durlach auf Gleis Karlsruhe—Durlach (Süd) geleitet. Dann wurde das neue Widerlager auf der Seite gegen Durlach im Schlitzverfahren unter Benutzung eines Hilfstragwerks zur Unterfangung des Gleises Durlach—Karlsruhe (Nord) hergestellt, ferner die Verbindungsmauer zwischen dem neuen Widerlager und dem Widerlager der danebenliegenden Unterführung zwischen Gleis Karlsruhe — Durlach (Nord) und Durlach—Karlsruhe (Süd). Hierauf wurde die nördliche Linie zwischen Karlsruhe und Durlach gesperrt und der ganze Verkehr auf die südliche Linie übergeleitet, das alte Widerlager auf der Seite gegen Karlsruhe abgebrochen und das neue aufgemauert, was eine vorübergehende Unterfangung des Stellwerkgebäudes nötig machte.

Die Umbauarbeiten an den Widerlagern gegen Durlach wurden in der Zeit vom 30. Juni bis 28. Juli, die am Widerlager gegen Karlsruhe vom 31. Juli bis 6. September ausgeführt.

Zur Aufstellung des eisernen Überbaues wurden die alten Überbauten als Aufstellungsgerüst benutzt und hierzu 3 m seitlich verschoben. Der neue Überbau mußte vorläufig gegenüber der endgültigen Lage um 2 m höher und 0,75 m seitlich verschoben aufgestellt werden, um neben dem benachbarten Überbau der Linie Karlsruhe—Durlach (Süd) für den zur Aufstellung dienenden Portalkran Platz zu schaffen und bequem nieten zu können. Die Brücke wurde nach fertigem Zusammenbau durch an den Endquerträgern angesetzte Wasserdruckpressen und Schwellenstapel in die endgültige Lage abgesenkt und gleichzeitig seitlich verschoben.

Die Baustoffprüfungen des in der Gutehoffnungshütte im Siemens-Martin-Verfahren erzeugten hochwertigen Baustahls lieferten einwandfreie Ergebnisse; vergl. vorstehende Zusammenstellung (S. 651).

In der Bearbeitung ergaben sich keine Schwierigkeiten. Die Nietarbeiten an der Baustelle waren gegenüber der Nietung mit gewöhnlichen Flußstahlnieten dadurch erschwert, daß die Niete aus St 48 nur in ganz hellrotwarmem Zustande einwandfrei geschlagen werden können. Schwierigkeiten machte daher die Nietung an den Anschlüssen der Streben an den Knotenblechen und an den dort angeordneten Bindeblechen der Druckstreben infolge des engen Zwischenraumes von 340 mm; doch wurden diese Schwierigkeiten nach einer gewissen Einarbeitungszeit ohne Anstände überwunden.

Die Zeiten für die Aufstellung waren folgende:

Einrichtung der Baustelle, seitliche Verschiebung der alten Überbauten und Herrichtung als Aufstellungsgerüst 22. September bis 15. Oktober 1924. Zusammenbau des neuen Überbaues 16. Oktober bis 5. Dezember. Abbruch der alten Überbauten 6. Dezember bis 15. Dezember. Ablassen und Verschieben des neuen Überbaues in die endgültige Lage 27. Dezember 1924 bis 10. Januar 1925.

Die Probebelastung wurde durch gleichzeitige Belastung jedes Gleises mit 3 Lokomotiven G 12 vorgenommen und zeigte folgende Ergebnisse:

Belastungsart	Größte Durchbiegung in Hauptträgermitte in mm		Verhältniszahl zur Stützweite		Seitenschwankung in mm
	gerechnet	gemessen	gerechnet	gemessen	
Ruhend . .	32	30	1:1688	1:1800	1
55 km/Std.		30			2
Bremsfahrt .		30			2

Die Ausführungskosten für den Überbau betrugen rd. 120 000 Mark, während sie nach dem ursprünglichen Entwurf rd. 137 000 Mark betragen hätten. — Die örtliche Bauleitung hatte die Bahnbauinspektion I in Karlsruhe. Die Tiefbauarbeiten wurden von dem Bauunternehmer Gustav Siegrist in Karlsruhe ausgeführt.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Einrammen von I-Trägern.

Von **Martin Meyer**, in Firma Ernst Meyer, Berlin N 20.

Bei der Herstellung von Baugruben für Untergrundbahnen, Kanalisationsarbeiten, Häuserfundierungen usw., die nicht mit Böschungen ausgehoben werden können, kommt die Verwendung von sogenannten Trägerbohlwänden immer mehr in Aufnahme, statt der gewöhnlichen Aussteifung mit Bohlen, Brusthölzern und Steifen.

Abb. 1.

Abb. 3.

Die Trägerbohlwände bestehen aus in Abständen von etwa 2 m eingerammten I-Trägern, zwischen denen bei der Ausschachtung Bohlen eingezogen werden. Die Trägerbohlwände brauchen bei genügend kräftigem Profil der Träger nur einmal durch Rundholzsteifen gegeneinander abgesteift zu werden, so daß sich unter diesen Steifen eine freie Baugrube erzielen läßt, in der ungehindert gearbeitet werden kann.

Besonders in Verbindung mit Grundwasserspiegelabsenkung bedeuten Trägerbohlwände eine große Ersparnis gegenüber hölzernen oder eisernen

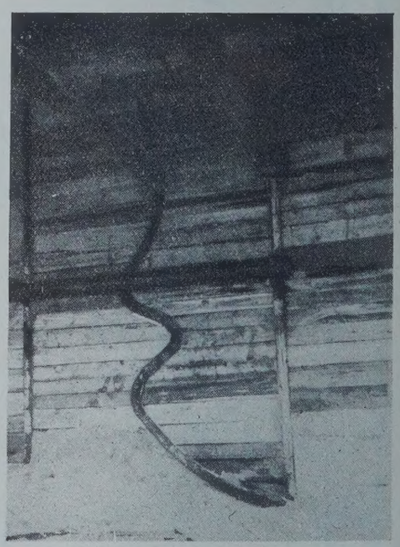


Abb. 2.

Abb. 4.

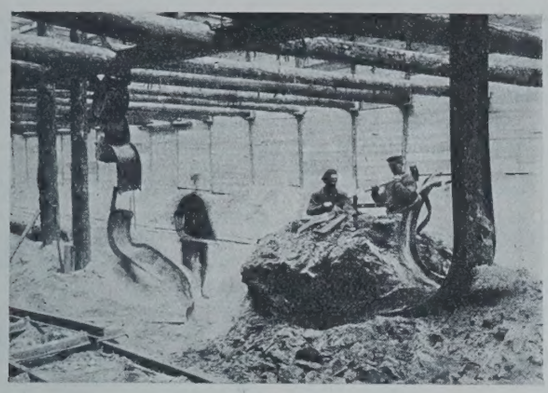


Abb. 5.

Spundwänden, die sonst zur Fernhaltung des Grundwassers erforderlich sind.

Das Einrammen der Träger bietet gewöhnlich keine Schwierigkeiten, wenn der Trägerkopf durch eine Trägerschlaghaube oder Rammplatten gegen Beschädigungen geschützt wird. Voraussetzung ist jedoch, daß sich in den zu durchrammenden Bodenschichten keine Hindernisse, wie z. B. große Steine, vorfinden, gegen die die Rammträger sehr empfindlich sind, besonders wenn diese Steine in festen Bodenarten (harter Ton, fester Lehm) eingebettet liegen, so daß sie vom Träger nicht beiseitegedrückt werden können.

Der Träger steht nun entweder mit der Spitze fest auf dem Hindernis und staucht sich beim Rammen vollständig zusammen, oder aber das untere Ende des Trägers wird durch das Hindernis abgebogen, und der ganze Träger folgt beim Weiterrammen zwangläufig der durch die verbogene Spitze angegebenen neuen Richtung. Die manchmal geradezu grotesk erscheinenden Formänderungen, die die Rammträger hierbei erleiden, zeigen Abb. 1 bis 5, die beim Bau der Nordsüdbahn in Berlin, bei der zurzeit in der Ausführung begriffenen Strecke nach Tempelhof, aufgenommen worden sind. Hier fand sich stellenweise ganz harter Tonboden mit eingelagerten Findlingen vor. Gerammt wurde wegen des schweren Ziehens der Träger zuletzt mit einem Lacourbär von 3000 kg Fallgewicht, unter dem die Träger stetig zogen, so daß beim Rammen nicht erkennbar war, ob der Träger einen Stein getroffen hatte oder nicht. Erst beim späteren Ausschachten zeigten sich die Verbiegungen der Träger.

Bei einer früheren Ausführung von Trägerrammungen in schwerem Lehmboden ereignete es sich, daß in etwa 4 m Abstand von der Ramme plötzlich der Träger aus dem Boden herauswuchs. Die Spitze war durch einen Stein so stark abgebogen worden, daß der Träger im Bogen wieder nach oben ging.

Die angeführten Beispiele zeigen, wie notwendig es ist, vor der Ausführung von Trägerrammungen den Untergrund durch Bohrungen zu untersuchen, um festzustellen, ob mit dem unbehinderten Einrammen von Trägern gerechnet werden darf.

Alle Rechte vorbehalten.

Rahmenbinder für ein Postscheckamtsgebäude.

Von Oberingenieur **L. R. v. Teng**, Hannover.

Als Unterstützung der hölzernen Dachkonstruktion und der über dem Dachgeschoß befindlichen Massivdecke dienen für das Hauptgebäude des neuen Postscheckamtes in Hannover 15 eiserne Rahmenbinder, die wie nachfolgend berechnet wurden. Das Gebäude besitzt ein Mansarddach mit darüberliegendem Satteldach, und als Deckmaterial werden Pfannen auf Lattung verwendet. Die Dachneigung des Satteldaches beträgt 46° und die des Mansarddaches 67°.

Als zulässige Beanspruchung des Flußeisens ist nach den ministeriellen Bestimmungen vom 24. Dezember 1919 $\sigma = 1200$ kg/cm² angenommen, ferner zur Berechnung der Druckstäbe fünffache Knicksicherheit nach Euler.

Belastungsannahmen. Dachbelastung aus Eigengewicht, Deckung, Schnee und Wind:

für Satteldach . . . . . = 265 kg f. 1 m² Grundfläche
für Mansarddach . . . . . = 400 kg f. 1 m² Grundfläche

Massivdeckenbelastung aus Eigengewicht und Nutzlast für die Decke über dem Dachgeschoß = 830 kg/m².

Rahmenbinder. Größte Binderentfernung = 6,64 m. Das System des Zweigelenkrahmens zeigt Abb. 1. Stablängen $\overline{AB} = 3{,}940$ m, $\overline{BC} = 4{,}675$ m, Abstand des Knickpunktes B von der Wirkungslinie AC der Kraft X $y = 2{,}50$ m.

Der Rahmenbinder ist belastet mit lotrechten Kräften aus Eigengewicht, Deckenlast und Dachlast mit Wind

$P_1 = 11\,600$ kg = 11,6 t,
$P_2 = 17\,600$ kg = 17,6 t.

Wagerechte Kraft aus Dachwind

$H = 2750$ kg = 2,75 t;

hierfür ergeben sich die Auflagerdrücke:

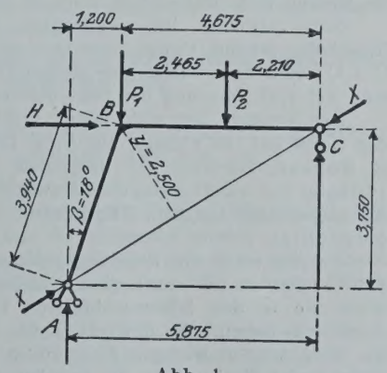


Abb. 1.

$$A = \frac{17{,}6 \cdot 2{,}21 + 11{,}6 \cdot 4{,}675}{5{,}875} - \frac{2{,}75 \cdot 3{,}75}{5{,}875} = \frac{38{,}9 + 54{,}2}{5{,}875} - 1{,}75$$
$$= 15{,}85 - 1{,}75 = 14{,}1 \text{ t}$$
$$C = 11{,}6 + 17{,}6 - 14{,}1 = 15{,}1 \text{ t}.$$

Für die vorstehend ermittelten Außenkräfte ist das Eckmoment bei B

$$M_0 = 15{,}1 \cdot 4{,}675 - 17{,}6 \cdot 2{,}465 = 70{,}5 - 43{,}3 = 27{,}2 \text{ mt}$$

und das Zusatzmoment für Stab $\overline{BC}$:

$$M_p = \frac{17{,}6 \cdot 2{,}465}{4{,}675} \cdot 2{,}21 = 20{,}5 \text{ mt}.$$

Zur Ermittlung des statisch unbestimmten Rahmenschubes X ergeben sich die Beiwerte Z und N nach dem Mohrschen Satze von der virtuellen Arbeit aus

$$Z = \int \frac{M}{EJ} \cdot y\, ds$$
$$= \frac{s}{6EJ}\left[y_l \cdot M_l + y_r \cdot M_r + 2(y_l + y_r) \cdot M_m\right]$$

hierin M_m = einfaches Moment

$$N = \int \frac{y^2 \cdot ds}{EJ} = \frac{s}{3EJ}\left[y_l^2 + y_l \cdot y_r + y_r^2\right]$$
$$X = \frac{\Sigma Z}{\Sigma N}.$$

Wird für sämtliche Stäbe die gleiche Steifigkeitsziffer EJ vorausgesetzt, so errechnen sich folgende Beiwerte

für Stab $\overline{AB}$

$$Z = \frac{3{,}94}{6EJ}\left[0 + 2{,}5 \cdot 27{,}2 + 2(0 + 2{,}5)\frac{27{,}2}{2}\right]$$
$$= \frac{3{,}94}{6EJ}(68{,}0 + 68{,}0) = \frac{3{,}94}{6EJ} \cdot 136 = \frac{536}{6EJ}$$
$$N = \frac{3{,}94}{3EJ}(0^2 + 0 + 2{,}5^2) = \frac{2 \cdot 3{,}94}{6EJ} \cdot 2{,}5^2 = \frac{49{,}2}{6EJ}$$

für Stab $\overline{BC}$

$$Z = \frac{4{,}675}{6EJ}\left[2{,}5 \cdot 27{,}2 + 0 + 2(2{,}5 + 0) \cdot \left(\frac{27{,}2 \cdot 2{,}21}{4{,}675} + 20{,}5\right)\right]$$
$$= \frac{4{,}675}{6EJ}\left[68{,}0 + 5(12{,}85 + 20{,}5)\right]$$
$$= \frac{4{,}675}{6EJ}\left[68{,}0 + 5 \cdot 33{,}35\right] = \frac{4{,}675}{6EJ} \cdot 234 = \frac{1095}{6EJ}$$
$$N = \frac{4{,}675}{3EJ}\left[2{,}5^2 + 0 + 0^2\right] = \frac{2 \cdot 4{,}675}{6EJ} \cdot 2{,}5^2 = \frac{58.5}{6EJ}$$

folglich der Rahmenschub

$$X = \frac{536 + 1095}{49{,}2 + 58{,}5} = \frac{1631}{107{,}7} = 15{,}15 \text{ t}.$$

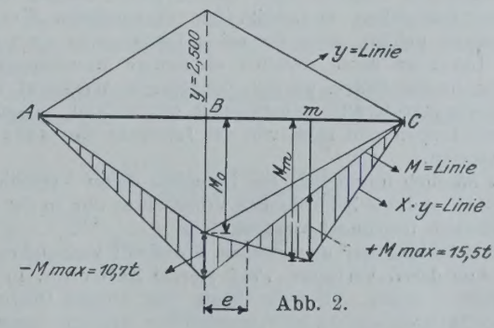


Abb. 2.

Trägt man nach Abb. 2 in die M-Fläche die $X \cdot y$-Fläche ein, also bei B

$$X \cdot y = 15{,}15 \cdot 2{,}5 = 37{,}9 \text{ mt},$$

so ergibt der verbleibende anschraffierte Flächenteil die im Rahmen wirkenden Biegungsmomente:

$-\max M = -10{,}7$ mt bei B
$+\max M = +15{,}5$ mt bei m.

Abb. 3 stellt die Momentenverteilung dar.

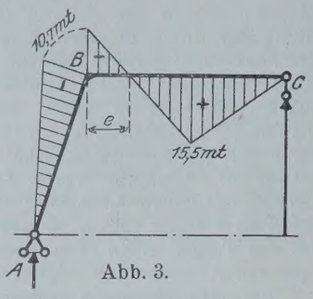


Abb. 3.

Im Stab $\overline{AB}$ wirkt auch noch eine Längskraft

$$S = \frac{14{,}1}{\cos 18^\circ} = \frac{14.1}{0{,}951} = 14{,}8 \text{ t}$$

hierfür erforderliches Trägheitsmoment

$$J = 2{,}4 \cdot 14{,}8 \cdot 3{,}9^2 = 540 \text{ cm}^4.$$

Für die Ausführung wird gewählt I 40
mit $F = 118$ cm², $J_y = 1158$ cm⁴, $W_x = 1461$ cm³.

In dem Rahmenbinder treten dann folgende größten Beanspruchungen auf:

im Stab $\overline{AB}$

$$\sigma_1 = \frac{14\,800}{118} + \frac{1\,070\,000}{1461} \approx 860 \text{ kg/cm}^2$$

im Stab $\overline{BC}$

$$\sigma_2 = \frac{1\,550\,000}{1461} \approx 1060 \text{ kg/cm}^2.$$

Bemerkt sei noch, daß Vollbelastung ohne Dachwind kleinere Momente ergibt.

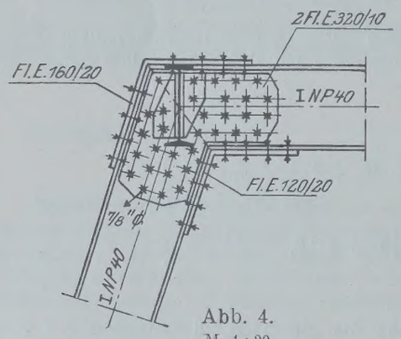


Abb. 4.
M. 1 : 20.

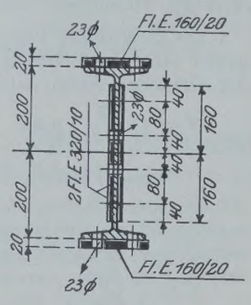


Abb. 5.
M. 1 : 10.

Rahmenstoß. Der Rahmenträger I 40 erhält im Eckpunkte B einen Stoß nach Abb. 4. Für die Verbindung sollen $^7/_8$" starke Schrauben zur Verwendung kommen. Abb. 5 zeigt den Stoßquerschnitt.

Es sind Eckmoment $M_B = 1\,070\,000$ cmkg
und Längskraft $S = 14\,800$ kg.

Das Trägheitsmoment des Rahmenstoßes ist

J-Steglaschen $= 2\left(\frac{1{,}0 \cdot 32^3}{12}\right) \ldots\ldots = 5\,460$ cm⁴

J-Flanschenlaschen $= 2\left(\frac{16 \cdot 2^3}{12} + 32 \cdot 21^2\right) = 28\,220$ cm⁴

$33\,680$ cm⁴

Abzug für 23 mm Lochdurchmesser

$i = 2\,[2\,(1{,}5 + 4{,}6 \cdot 2{,}1^2) + 2 + 4{,}6 \cdot 4{,}0^2] \ldots = -\ 8\,280$ cm⁴

$J_s = 25\,400$ cm⁴

dann Widerstandsmoment des Stoßquerschnitts

$$W_s = \frac{25\,400}{22} = 1155 \text{ cm}^3.$$

Größte Beanspruchung des Stoßquerschnitts

$$\sigma = \frac{1\,070\,000}{1155} = 925 \text{ kg/cm}^2.$$

Querschnitt der Flanschenlasche

$$F_f = 16 \cdot 2{,}0 - 2 \cdot 2 \cdot 2{,}3 = 22{,}8 \text{ cm}^2$$

und deren Durchschnittsbeanspruchung

$$\sigma = \frac{925 \cdot 21}{22} = 883 \text{ kg/cm}^2,$$

mithin Moment der Flanschenlaschen

$$M_f = 22{,}8 \cdot 883 \cdot 42 = 846\,000 \text{ cmkg}$$

und Moment der Steglaschen

$$M_s = 1\,070\,000 - 846\,000 = 224\,000 \text{ cmkg}.$$

Es ist dann die Schraubenkraft im Flansch

$$S_f = \frac{846\,000}{42} \approx 20\,100 \text{ kg}.$$

Erforderliche Schraubenzahl

$$n_f = \frac{20\,100}{3120} \approx 7 \text{ Schrauben } ^7/_8\text{" Durchm.}$$

und die Schraubenkraft im Steg

$$S_s = \frac{224\,000}{8 + 24} \approx 7000 \text{ kg}.$$

Erforderliche Schraubenzahl in jeder Reihe

$$n_s = \frac{7000}{6230} \approx 2 \text{ Schrauben } ^7/_8\text{" Durchm.}$$

Sämtliche Zahlenwerte wurden mittels des Rechenschiebers gefunden.

Vergleich der behördlichen Bauvorschriften für Eisenbahnbrücken aus Flußstahl.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Alfred Pilder**, Bukarest, Oberinspektor der rumänischen Staatsbahnen.

Die Festigkeitseigenschaften des für eiserne Eisenbahnbrücken heute noch fast ausschließlich verwendeten Flußstahles sind annähernd in der ganzen Welt die gleichen. Bestimmt ist dies der Fall in Europa, wo die betreffenden behördlichen Vorschriften beinahe gleichlautend sind. Ebenso gleichartig sind die Auffassungen und Vorschriften betreffend die Bearbeitung, Werkstattarbeit und Aufstellung.

Wenn man demgegenüber die behördlichen Vorschriften derselben Länder für die Berechnung und für das Entwerfen eiserner Eisenbahnbrücken vergleicht, findet sich eine bunte Reihe von Formulierungen über zulässige Beanspruchungen, Knicksicherheiten u. dergl. mit dem Ergebnis, daß der für denselben Zweck geforderte Werkstoffaufwand nach jeder Verordnung ein anderer ist.

Diese bis zu 100% gehenden Unterschiede sind kaum zu rechtfertigen.

Es ist doch sicherlich ein Mißverhältnis, wenn wir einerseits in unseren statischen Berechnungen den Kräftewirkungen mit großer Genauigkeit nachgehen, anderseits den verwendeten Werkstoff auf das sorgsamste prüfen, auch für beide Vorgänge in einer schon fast uferlosen Literatur doch ziemlich eindeutige Anweisungen finden, dafür aber in der Frage, wieviel von diesem Werkstoff für die so genau berechneten Kräfte aufgewendet werden soll, augenscheinlich im Dunkeln tappen und auch von der Literatur fast ganz im Stiche gelassen werden.

Es ist nämlich unmöglich, die Ursachen dieser Verschiedenheiten zu ergründen, weil die behördlichen Vorschriften nur in den seltensten Fällen öffentlich begründet werden.

Die Begründung der ungarischen Vorschrift vom Jahre 1907, die seinerzeit von deren Verfasser, Prof. Kornel Zelovich, in Buchform herausgegeben wurde, ist noch heute die einzige Quelle, die die historische Entwicklung dieses Gegenstandes kritisch zusammenfaßt. Schade, daß dieses wertvolle Werk, das nur bis 1903 reicht, keine Ergänzung und Bearbeitung in einer der Weltsprachen gefunden hat.

Nun versuchte im vergangenen Jahre der zwischenvölkische Eisenbahnverband (Union internationale des chemins de fer, abgekürzt U. J. C.) eine Aussprache über diesen Gegenstand herbeizuführen und eine Art von Normung der behördlichen Vorschriften anzubahnen.

Der Versuch läßt sich leider nicht als geglückt betrachten. In der Konferenz zu Florenz im April 1924 mußte der Berichterstatter, A. Ronsse, Direktor der belgischen Staatsbahnen feststellen, daß vorläufig nur einige wenige und zwar ziemlich nebensächliche Punkte als allgemeingültig den Mitgliedern der U. J. C. zur Befolgung anempfohlen werden können.

An sich wäre eine Regelung jedenfalls sehr erwünscht. Es erhöht den Glauben an die verschiedenen technischen Autoritäten keineswegs, wenn sie in den lebenswichtigsten Fragen völlig entgegengesetzte Ansichten haben. Auch wird es bei den begrenzten Eisenreserven der Erde immer weniger gleichgültig werden, ob wir oder andere nicht zuviel Werkstoff in die Brücken hineinstecken. Eine Normung mit dem Endzweck äußerster Sparsamkeit wird früher oder später eine gebieterische Notwendigkeit werden.

Freilich auf dem befolgten Wege wird ein Einvernehmen kaum zu erzielen sein.

Es handelt sich da nämlich nicht nur um eisenbahntechnische Fragen, sondern um einen Komplex von theoretisch-wissenschaftlichen, materialtechnischen, eisenbahntechnischen und wirtschaftlichen Belangen, in denen zwischenvölkische Vereinbarungen erst möglich sind, nachdem eine freie, allgemein zugängliche Aussprache in der Fachpresse die Meinungen geklärt, die zu erntenden Früchte gereift hat.

Eine solche Aussprache ist aber bisher nicht einmal versucht worden.

Die allgemeinen Eisenbahnkongresse, denen die eigentlichen eisenbahntechnischen Fragen naturgemäß weit näher liegen, können für das Sondergebiet des Brückenbaues die notwendige Resonanz nicht aufbringen. Ihr schwerfälliger Apparat ist aber auch gar nicht nötig, höchstens könnte allenfalls das „Bulletin" der U. J. C. als Forum für die vorherige Aussprache dienen, obwohl auch diesen Dienst ein deutsch - französisch - englisch redigiertes Fachblatt, etwa wie es der seinerzeitige „Eisenbau" zu sein versuchte, weit zweckentsprechender erfüllen könnte.

Die Anregung zu einer solchen zwischenvölkischen Normung oder wenigstens Angleichung der verschiedenen Brückenbauordnungen müßte freilich von einer der großen europäischen Eisenbahnverwaltungen ausgehen, um der ganzen Bewegung das notwendige Gewicht zu geben.

* * *

Im folgenden sollen zur Erläuterung des eben Ausgeführten die Verschiedenheiten der behördlichen Vorschriften an Beispielen gezeigt werden, und zwar sind zum Vergleich herangezogen: eine nordamerikanische Vorschrift aus dem Jahre 1920,[1]) die deutschen Vorschriften 1922 und 1925, und die französische (1915), österreichische (1904), preußische (1903), schweizerische (1913) und ungarische (1907) Vorschrift.

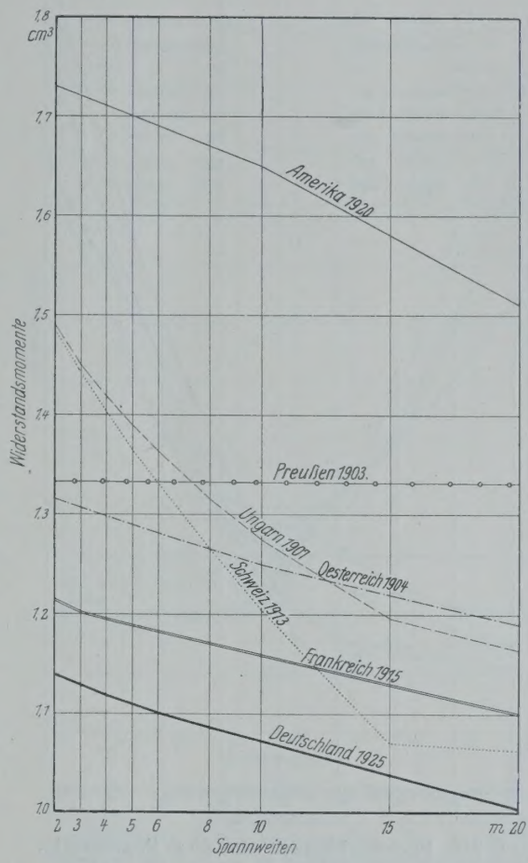


Abb. 1. Erforderliches Widerstandsmoment in cm³ von einfachen Flußstahl-Blechträgern verschiedener Spannweite, Fahrbahn oben, für ein Biegungsmoment $M = M_g + M_p = 1$ tcm.

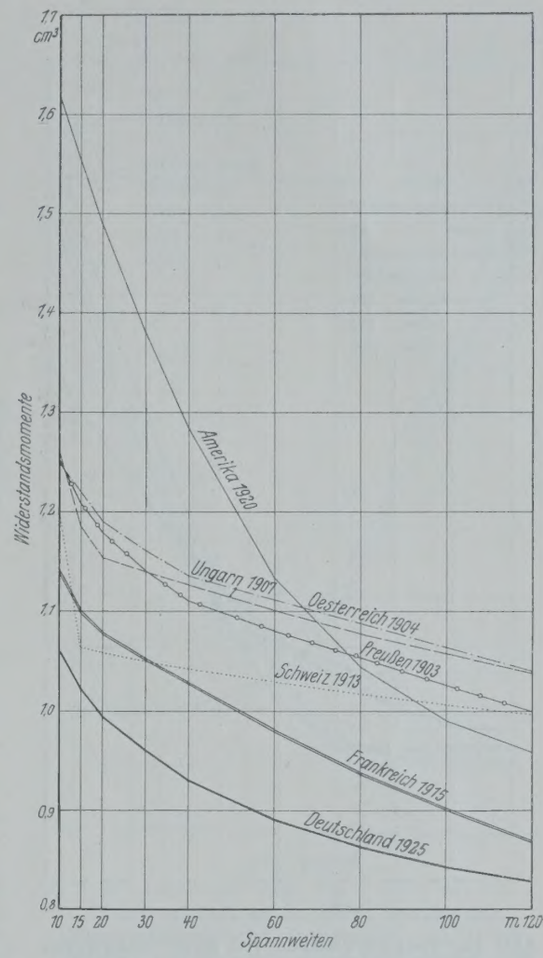


Abb. 2. Erforderliches Widerstandsmoment in cm³ von Flußstahl-Balkenbrücken verschiedener Spannweite, Fahrbahn unten, für ein Biegungsmoment $M = M_g + M_p = 1$ tcm.

Abgesehen von der preußischen Vorschrift sind alle noch in Geltung, manche schon über zwei Jahrzehnte lang.

Der Einfachheit halber sollen nur zwei Fragen behandelt werden, und zwar betreffend:

1. das in verschiedenen Spannweiten für dieselbe Belastung geforderte Widerstandsmoment,
2. den erforderlichen Querschnitt verschieden schlanker Druckstäbe bei Belastung durch dieselbe Stabkraft.

Die Formelgrößen sind nach den deutschen „Grundlagen" (1925) bezeichnet, deren Kenntnis vorausgesetzt wird.

1. Erforderliches Widerstandsmoment für einfache Balkenträger aus Flußstahl (Abb. 1 u. 2).

Belastung: $M = M_g + M_p = 1$ (tcm).

Abb. 1 bezieht sich auf einfache Blechträger, Fahrbahn oben, mit Spannweiten zwischen 2 und 20 m.

Abb. 2 bezieht sich auf einfache Balkenbrücken (Blechträger bezw. Fachwerkbalken), Fahrbahn unten, mit Spannweiten zwischen 10 und 120 m.

Um den Vergleich der verschiedenen Formulierungen durchführen zu können, war es notwendig, das mit der Spannweite veränderliche Verhältnis $M_g : (M_g + M_p)$, Eigengewicht zu Gesamtlast, festzustellen.

Da die Eigengewichte eiserner, für die neuen deutschen Lastenzüge gebauten Eisenbahnbrücken noch nicht mit genügender Sicherheit feststehen, haben wir die Eigengewichtsmomente auf Grund der vorzüglich bewährten, für den ehemaligen preußischen Lastenzug *A* gültigen Dircksenschen Formeln,[2]) und die Momente aus der Verkehrslast natürlich ebenfalls für diesen Lastenzug ermittelt.

Es ergibt sich alsdann z. B. für die Spannweite von 10 m, Fahrbahn oben, nach Dircksen: $g = 880 + 54 \cdot 10 = 1420$ kg/m, und nach der Tabelle Hütte 1915, Bd. III, S. 67, $p = 10\,872$ kg/m.

Also $g + p = 1{,}42 + 10{,}872 = 12{,}292$ und im Verhältnis

$$M_g + M_p = 0{,}116 + 0{,}884 = 1 \text{ (z. B. tcm)}.$$

Für Fahrbahn oben erhalten wir auf diesem Wege folgende Tabelle der Anteile von Eigengewicht bezw. Nutzlast an $M = 1$:

Spannweite	2	3	4	5	6	8	10	15	20 m
M_g	0,047	0,06	0,072	0,078	0,087	0,101	0,116	0,163	0,199
M_p	0,953	0,94	0,928	0,922	0,913	0,899	0,884	0,837	0,801

Ebenso für Fahrbahn unten:

Spannweite	10	15	20	30	40	60	80	100	120 m
M_g	0,148	0,196	0,230	0,265	0,296	0,362	0,417	0,466	0,509
M_p	0,852	0,804	0,77	0,735	0,704	0,638	0,583	0,534	0,491

Diese Verhältniszahlen sind natürlich nicht dieselben für alle Lastenzüge, die Abweichungen sind aber für unseren Vergleichszweck nebensächlich.

Das erforderliche Widerstandsmoment berechnet sich nun für die Hauptkräfte nach den verschiedenen Brückenbauordnungen wie folgt:

1. American Railway Engineering Association (1920).

$$\sigma_{zul} = 1123 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\varphi = 1 + \frac{300}{300 + \frac{l^2}{100}} \quad (l \text{ in Fuß}) = 1 + \frac{1}{1 + \frac{0{,}359\, l^2}{1000}} \quad (l \text{ in Meter}),$$

$$W_{erf} = \frac{M_g + \varphi\, M_p}{\sigma_{zul}}.$$

[1]) American Railway Engineering Association. General specifications for steel railway bridges, 1920 (431. South Dearborn Street, Chicago).

[2]) Siehe u. a. Taschenbuch der Hütte, 22. Aufl., 1915, Bd. III, S. 65.

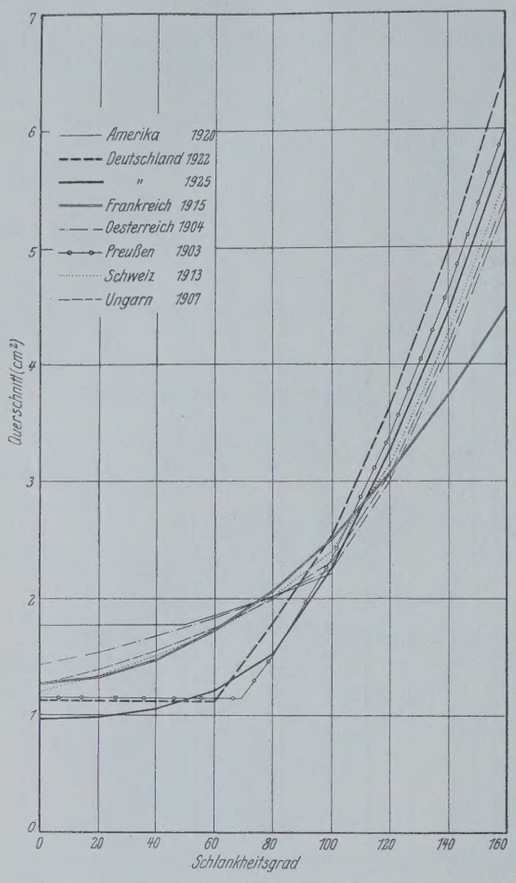


Abb. 3a. **Fachwerkbalken von 30 m Spannweite.** Erforderlicher voller Querschnitt von Druckstäben verschiedenen Schlankheitsgrades, die durch die Stabkraft $S_g + S_p = 1$ t belastet sind und bei denen $\frac{S_g}{S_g + S_p} = \max.$ (Gurtungen und Endfüllstäbe).

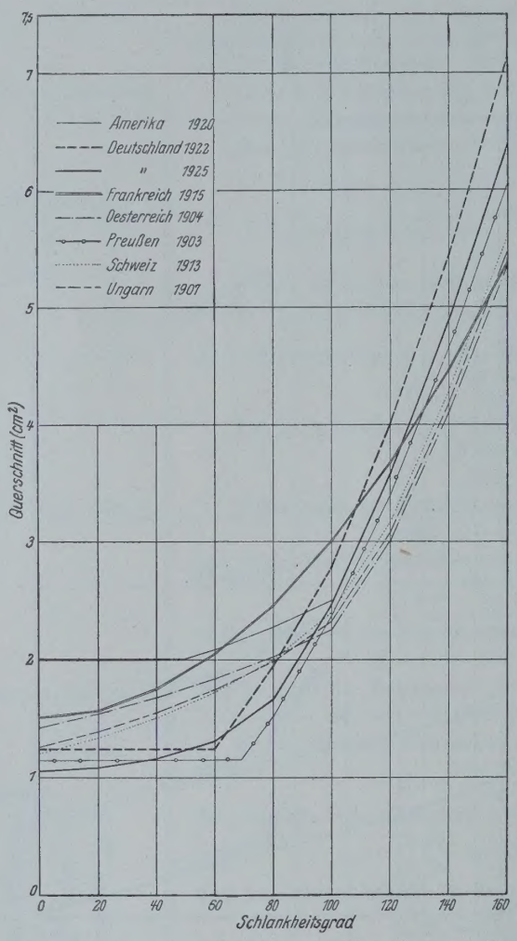


Abb. 3b. **Fachwerkbalken von 30 m Spannweite.** Erforderlicher voller Querschnitt von Druckstäben verschiedenen Schlankheitsgrades, die durch die Stabkraft $S_p = 1$ t belastet sind, während $S_g = 0$ ist. (Füllstäbe in Balkenmitte.)

Ein Vergleich der Schaulinien ergibt, daß die Unterschiede, auf die deutsche Linie bezogen, 26 bis 52 % ausmachen.

Vor allem fällt die amerikanische Linie zum Teil ganz aus der Reihe heraus, und man kann feststellen, daß der amerikanische Brückenbau, soweit er sich an diese Vorschrift hält, die am häufigsten vorkommenden Brücken bis zu einer Spannweite von 60 m mit einer Stoffverschwendung baut, über deren Gründe man gern Näheres erfahren würde. Jedenfalls beweist diese Ängstlichkeit ein geringes Zutrauen in die durchschnittlichen Ausführungsgewohnheiten.

Die deutsche Vorschrift arbeitet am sparsamsten von allen. Ihr zunächst liegt die französische Vorschrift. Die betreffenden Linien zeigen bei großen und kleinen Brücken einen fast gleichgerichteten Verlauf mit Unterschieden von 6 bis 10%, was bei der Verschiedenheit der Formulierungen gewiß ein bemerkenswertes Ergebnis ist. Es beweist dies, daß die beiden größten auf dem Festlande in Betracht kommenden Behörden in bezug auf die Beurteilung der Stoßzuschläge und der Stoffausnutzung im großen und ganzen eines Sinnes sind.

Auch die österreichische Linie hat ungefähr denselben Verlauf, doch gehen die Unterschiede, auf die deutsche Linie bezogen, bereits bis 25 %.

2. Deutschland (1922 u. 1925).

$\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm² $\quad \varphi = 1{,}19 + \frac{21}{l + 46} \quad W_{erf} = \frac{M_g + \varphi M_p}{\sigma_{zul}}$.

3. Frankreich (1915). Für die Hauptspannungen muß die Formel $0{,}4\,\sigma_g + \sigma_p = 800$ kg/cm² erfüllt sein, also

$$W_{erf} = \frac{0{,}4\,M_g + M_p}{0{,}8}$$ (W in cm³, M in tcm, σ in t/cm²).

4. Österreich (1904).

Bei $l =$	0 bis 10	10 bis 20	20 bis 40	40 bis 120 m Spannweite
$\sigma_{zul} =$	$750 + 5\,l$	$760 + 4\,l$	$800 + 2\,l$	$840 + l$ kg/cm²

$\varphi = 1 \qquad W_{erf} = \frac{M_g + M_p}{\sigma_{zul}}$.

5. Preußen (1903).

a) Für Blechträger mit unmittelbarer Schwellenauflagerung $\sigma_{zul} = 750$ kg/cm².

b) Für unten liegende Fahrbahn:

Bei $l =$	10	20	40	80	120 m Spannweite
$\sigma_{zul} =$	800	850	900	950	1000 kg/cm²

$\varphi = 1 \qquad W_{erf} = \frac{M_g + M_p}{\sigma_{zul}}$.

6. Schweiz (1913).

$$\sigma_{zul} = 900 + 200 \cdot \frac{M_g}{M_g + M_p} \text{ kg/cm}^2,$$

$\varphi = 1$, für $l < 15$ m wird σ_{zul} um $2\,(15 - l)$ % verringert.

$$W_{erf} = \frac{M_g + M_p}{\sigma_{zul}}.$$

7. Ungarn (1907).

$$\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2,$$

Für $l = 0$ bis 20 m; $\varphi = 1{,}5 + 0{,}001\,(20 - l)^2$,

Für $l > 20$ m, $\varphi = 1{,}5$,

$$W_{erf} = \frac{M_g + \varphi M_p}{\sigma_{zul}}.$$

Die schweizerische Linie zeigt einen zu steilen Abstieg in den kleinen Spannweiten, und einen zu langsamen in den mittleren und großen. Der scharfe Knick bei 15 m dürfte schwerlich zu rechtfertigen sein. Hier, wie in der ungarischen Vorschrift, liegt offenbar eine Überschätzung der Stoßkräfte vor.

Dies wird in der letztgenannten Vorschrift noch betont dadurch, daß für die kleineren Spannweiten Gruppen von schwereren Achsen in Rechnung gestellt werden müssen, als sie der gewöhnliche Lastenzug hat, die Linie verläuft also in der Wirklichkeit in den kleineren Spannweiten noch erheblich steiler, als wir sie dargestellt haben.[1])

Das Ergebnis ist, daß diese Verordnungen gerade den einfachen Balken mit seinem verhältnismäßig klaren Kräftespiel viel zu stark bauen und auch sonst mit dem Baustoffe sehr freigebig umgehen. Freilich erlaubt dieser Umstand einzelnen Eisenbahnverwaltungen, auf ihren, vor 20 Jahren gebauten Brücken viel schwerere Lastenzüge verkehren zu lassen, als es ihren ideellen Lastenzügen entspricht. Es ist dies für den Augenblick gewiß ein Vorteil, aber keine Rechtfertigung, denn schon Zelovich hat in seinem erwähnten Werke nachgewiesen, daß es unwirtschaftlich ist, bei der Festsetzung der ideellen Lastenzüge die Entwicklung der Verkehrslasten auf mehr als etwa 20 Jahre vorwegzunehmen.

Die Verstärkung einer eisernen Brücke für einen schwereren Lastenzug kommt nicht teurer zu stehen, als die Zinseszinsen der Baukosten des 20 Jahre lang unausgenutzt gebliebenen Baustoffes ausmachen.

[1]) Das vom U. J. C. empfohlene Lastenschema hat diese schwereren Lastengruppen ebenfalls. Diese Maßregel ist geeignet, Verwirrung zu stiften. Die Tatsache, daß die Stoßwirkungen in den kleineren Spannweiten zunehmen, ist durch die Stoßzahl oder durch entsprechend herabgesetzte Beanspruchungen zu berücksichtigen. Derselben Sache noch einmal durch das Vorschreiben schwererer Lastenzüge für kleinere Spannweiten Rechnung zu tragen, ist nicht zu empfehlen. Es führt zu Unklarheiten und zu einem nicht folgerichtigen Vorgehen bei der Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Brücken in bezug auf praktisch verkehrende Lastenzüge.

Dies gilt für die Entwicklungsgeschwindigkeit, die vor dem Kriege im Fahrzeugbau maßgebend war und die durch Krieg und Kriegsfolgen sicher keine Beschleunigung erfahren hat.

Wenn also diejenigen Bahnverwaltungen, deren alte ideelle Lastenzüge durch die Entwicklung überholt sind, darangehen werden, ihre neuen Brücken für schwerere Lastenzüge zu bauen, werden sie kaum umhin können, auch die zulässigen Beanspruchungen, dem deutschen und französischen Beispiele entsprechend, hinaufzusetzen, wenn, wie den Zeitläufen entsprechend angenommen werden darf, Sparsamkeit an Baustoffen auch bei ihnen als oberster Grundsatz gilt.

Eine Angleichung der verschiedenen Auffassungen in der Richtung, die von den deutschen Grundlagen dargestellt wird, muß sich also mit der Zeit selbsttätig vollziehen.

* * *

2. Der erforderliche volle Querschnitt in Druckstäben einfacher Fachwerkbalken (Abb. 3 u. 4).

Belastung: $S_g + S_p = 1$ (t).

Diese Querschnitte sind abhängig vom Schlankheitsgrade λ und vom Verhältnis $\frac{S_g}{S_g + S_p}$. Das letztere verändert sich aber nicht nur mit der Spannweite, sondern auch in einem und demselben Träger hat es einen Größtwert in den Druckgurten bezw. Endfüllstäben und einen Kleinstwert in den Füllstäben der Brückenmitte, für die es u. U. $= 0$ wird.

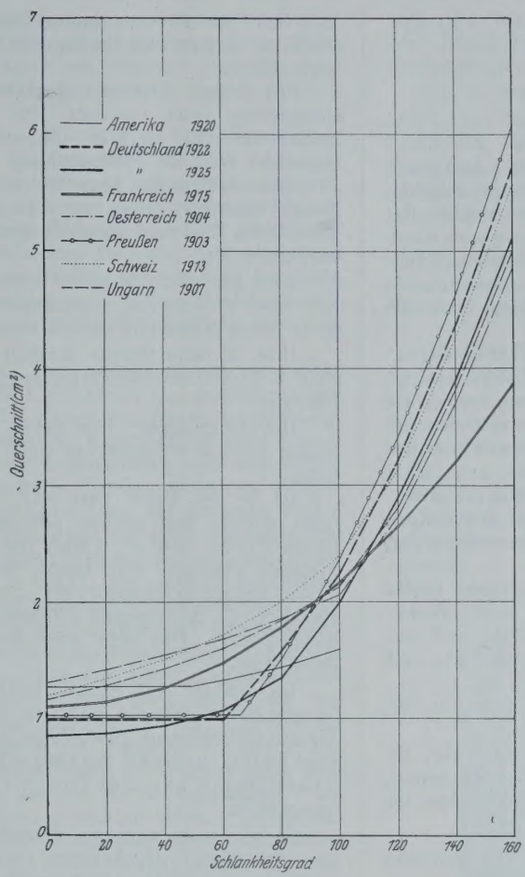


Abb. 4a. **Fachwerkbalken von 100 m Spannweite.** Erforderlicher voller Querschnitt von Druckstäben verschiedenen Schlankheitsgrades, die durch die Stabkraft $S_g + S_p = 1$ t belastet sind und bei denen $\frac{S_g}{S_g + S_p} = \max.$ (Gurtungen und Endfüllstäbe.)

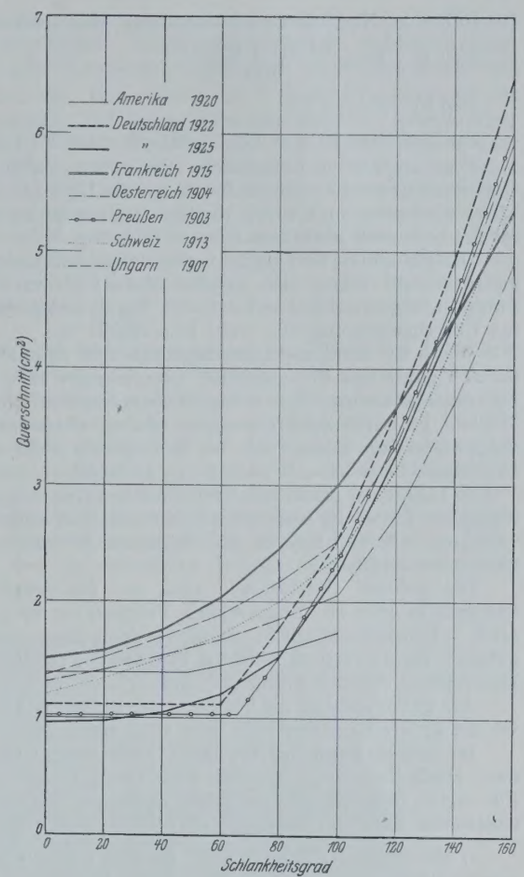


Abb. 4b. **Fachwerkbalken von 100 m Spannweite.** Erforderlicher voller Querschnitt von Druckstäben verschiedenen Schlankheitsgrades, die durch die Stabkraft $S_p = 1$ t belastet sind, während $S_g = 0$ ist. (Füllstäbe in Balkenmitte.)

Aus dieser Fülle von Möglichkeiten haben wir in den Abb. 3a u. b für einen Träger von 30 m Spannweite und in den Abb. 4a u. b für einen solchen von 100 m Spannweite die beiden Grenzfälle dargestellt, und zwar in den Abb. 3a u. 4a jeweils den Fall $\max\left(\frac{S_g}{S_g + S_p}\right)$ und in den Abb. 3b u. 4b den Fall: $S_g = 0$, $S_p = 1$ (t).

Der Vollständigkeit halber haben wir sowohl die Querschnitte dargestellt, die sich nach der vorläufigen Fassung der deutschen Vorschriften (1922) als auch diejenigen, die sich aus der endgültigen Fassung (1925) ergeben.

Die entsprechenden Bestimmungen der einzelnen Vorschriften lauten wie folgt:

1. American Railway Engineering Association (1920).

$\sigma_{zul} = 1054 - 3{,}51\,\lambda$, jedoch nicht mehr als 879 kg/cm², $\lambda > 100$ unzulässig.

Fall a) $F = \frac{S_g + \varphi S_p}{\sigma_{zul}}$,

Fall b) $F = \frac{\varphi}{\sigma_{zul}}$ (σ in t/cm², wenn $S_p = 1$ (t) und F in cm²).

2. Deutschland (1922). $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm²: $\lambda > 150$ unzulässig.

Fall a) $F = \frac{\omega\,(S_g + \varphi\,S_p)}{1{,}4}$,

Fall b) $F = \frac{\omega\,\varphi}{1{,}4}$,

wobei für $\lambda =$	0 bis 60	80	100	120	140	160
$\omega =$	1,17	1,86	2,64	3,80	5,17	6,76.

3. Deutschland (1925). Dieselben Formeln wie zu 2., aber für

$\lambda =$	0	20	40	60	80	100	120	140	160
$\omega =$	1,0	1,02	1,10	1,26	1,59	2,36	3,41	4,64	6,06.

4. Frankreich (1915). Die Nietlöcher werden voll abgezogen. Wir setzen annähernd $F = 1{,}2\,F_n$.

Aus der Gleichung $\frac{\omega\,(0{,}4\,S_g + S_p)}{F_n} = 0{,}8$ (t/cm²) folgt

Fall a) $F = \frac{1{,}2\,\omega\,(0{,}4\,S_g + S_p)}{0{,}8}$,

Fall b) $F = \frac{1{,}2\,\omega}{0{,}8}$,

wobei $\omega = 1 + \frac{\lambda^2}{10\,000}$.

5. Österreich (1904). Für 30 bezw. 100 m Spannweite ist $\sigma_{zul} = 0{,}860$ bezw. 0,940 t/cm².

Fall a) = Fall b) $F = \frac{\omega}{\sigma_{zul}}$, denn für a) $S_g + S_p = 1$ und für b) $S_g = 0$, $S_p = 1$, wobei für

$\lambda =$	0	20	40	60	80	100	120	140	160
$\omega =$	1,235	1,323	1,437	1,573	1,737	1,939	2,579	3,51	4,584.

6. Preußen (1903).

$\sigma_{zul} = \frac{4244}{\lambda^2}$ t/cm², jedoch nicht mehr als 0,875 bezw. 0,975 t/cm² für 30 bezw. 100 m Spannweite.

Fall a) = Fall b) $F = \frac{1}{\sigma_{zul}}$.

7. Schweiz (1913).

Für $\lambda \leq 110$ ist $\sigma_{zul} = \frac{(1000 - 5\,\lambda)}{1000}$ t/cm²;

für $\lambda > 110$: $\sigma_{zul} = \frac{5500}{\lambda^2}$ t/cm².

Die Nietlöcher werden voll abgezogen, also wie unter 4: $F = 1{,}2\,F_n$,

Fall a) = Fall b) $F = \frac{1{,}2}{\sigma_{zul}}$.

8. Ungarn (1907).

Für $\lambda \leq 110$: $\sigma_{zul} = \frac{(1200 - 5{,}5\,\lambda)}{1000}$ t/cm²;

für $\lambda \geq 110$: $\sigma_{zul} = \frac{7100}{\lambda^2}$ t/cm².

Die Hälfte der Nietlöcher wird abgezogen, also annähernd $F = 1{,}1\, F_n$.

Fall a) $F = \frac{1{,}1\,(S_g + \varphi\, S_p)}{\sigma_{zul}}$,

Fall b) $F = \frac{1{,}1 \cdot \varphi}{\sigma_{zul}}$.

Für $l < 20$ m ist $\varphi = 1{,}5 + 0{,}001\,(20 - l)^2$; für $l \geqq 20$: $\varphi = 1{,}5$.

Was an diesen Linienzügen vor allem auffällt, ist der große Unterschied zwischen den beiden deutschen Linien und der preußischen Linie einerseits, und allen anderen anderseits im unelastischen Bereiche, und ganz besonders um $\lambda = 60$ herum.

Die genannten drei Linien verlaufen untereinander ziemlich gleichgerichtet und zeigen also wieder einen Fall, in dem abweichende Formulierungen nahezu auf dasselbe Ergebnis hinauslaufen. Nur daß die Übereinstimmung hier wohl kein Zufall ist.

Wohl ist die Knickspannungslinie der deutschen „Grundlagen" durch Theorie und Versuch mehr oder weniger einwandfrei festgelegt, bei der Festsetzung der erforderlichen Knicksicherheiten, wobei die Willkür ja freien Spielraum hat, scheint aber doch das Bestreben vorgewaltet zu haben, sich im Endergebnis nicht allzuweit von der bisherigen, bewährten Grundlage zu entfernen.

So konnte der bemerkenswerte Umstand eintreten, daß die preußisch-deutschen Linien im unelastischen Bereiche tief unterhalb der übrigen verlaufen, während sie sich im elastischen Bereiche nicht unerheblich über diese erheben.

Die größten Unterschiede sind, auf die jeweils kleinere Größe bezogen, in Abb. 4b. Frankreich > Preußen um 99% ($\lambda = 60$), Frankreich > Deutschland (1925) ebendort noch immer um 69% und umgekehrt bei $\lambda = 160$ in Abb. 4a Preußen > Frankreich um 56% und Deutschland (1925) > Frankreich um 33%.

Am geringsten ist die Streuung der Linien in Abb. 3a bei $\lambda = 100$, wo die größten Unterschiede bloß 12% ausmachen.

Im neuzeitlichen Brückenbau können Hauptträgerdruckstäbe, die dem elastischen Knickbereiche angehören, kaum mehr vorkommen. Für neue Brücken ist also das Verhalten unserer Linienzüge im elastischen Bereiche belanglos.[1])

[1]) Für Windverbände sind sie an und für sich ungültig, weil dort andere Beanspruchungen maßgebend sind.

Nicht so für das Nachrechnen bestehender Brücken, in denen schlanke, in den elastischen Bereich fallende Füllstäbe nur zu oft vorkommen.

Für dieses Verwendungsgebiet scheinen die deutschen Knicksicherheiten trotz der seit 1922 eingetretenen Herabsetzung noch immer zu hoch zu sein. Jedenfalls wird sich der frei urteilende Ingenieur bei der Nachrechnung schlanker Stäbe von bestehenden Brücken nicht allzu ängstlich an die nach den „Grundlagen" zulässige Beanspruchung zu halten brauchen, da hier reichliche moralische Deckung durch andere, gleichfalls bewährte Vorschriften vorhanden ist.

Eine Überschreitung der im unelastischen Bereiche nach den deutschen Vorschriften zugelassenen Druckbeanspruchungen wird aber wohl kaum jemandem rätlich erscheinen.

Hier ist eine Grenze erreicht, die für neue Brücken durchweg eine beträchtliche Stoffersparnis gegenüber den anderen Vorschriften bedeutet.

Die „Grundlagen" 1925 gehen hierin, abgesehen von einem engen Bezirk um $\lambda = 60$, noch um einen Schritt weiter, als es die von 1922 taten.

Ob es der Mühe wert war, der Schönheit der mathematischen Linie zuliebe den großen praktischen Vorteil aufzugeben, den die Beständigkeit der ω-Werte im Bereiche $\lambda = 0$ bis 60 nach der früheren Fassung bot, bleibt fraglich, umsomehr, als nach der neuen Berechnungsweise für dieselbe Stabkraft Zugstäbe stärker ausfallen als gedrungene Druckstäbe, was dem technischen Gefühl widerspricht. Das sind aber Einzelheiten von nicht allzu großer Bedeutung.

Im großen und ganzen bieten auch die Linien der Abb. 3 u. 4 für alle Neubauten das schon in den Abb. 1 u. 2 für das erforderliche Widerstandsmoment gewonnene Bild einer weitgehenden, wenn man will, kühnen Sparsamkeit, gegründet auf die feste Grundlage einer, der Theorie in weitem Maße angenäherten Bauweise.

Es ist darum auch auf diesem Gebiete nicht wahrscheinlich, daß die deutschen „Grundlagen" einer künftigen zwischenvölkischen Normung wesentliche Opfer werden bringen müssen.

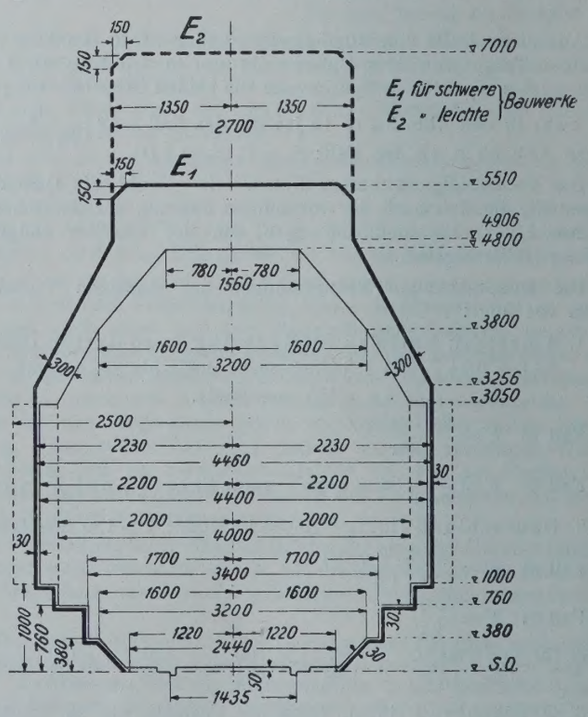
Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. Oktober erschienene Heft 20 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Kleinlogel: Conrad Freytag. — Die Entwicklung der Wayss & Freytag A.-G. — Dr.-Ing. ehr. E. Mörsch: Die Berechnung der Winkelstützmauern. — Lastkraftwagenhalle in Aachen.

Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, als amtliche Ausgabe, die am 9. September d. J. eingeführten Grundsätze veröffentlicht und damit einen äußerst wertvollen Leitfaden für die Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken nach Maßgabe ihrer großen Erfahrungen und neuesten Anforderungen geschaffen. Er wird ein unentbehrlicher Ratgeber beim Entwurf eiserner Brücken sein.

Neben den technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten ist erfreulicherweise auch darauf hingewiesen, daß auf das gute Aussehen der Bauwerke und auf die Anpassung an die Umgebung Rücksicht genommen werden soll. Möge der gute Geschmack der deutschen Brückeningenieure die Zukunft vor solchen Brückenbauten bewahren, die in früheren Jahrzehnten dem Ruf der eisernen Brücken in schönheitlicher Hinsicht sehr geschadet haben!

Auf den wesentlichen Inhalt kann nur kurz und an der Hand einiger besonderer Beispiele hier eingegangen werden. Neu ist im ersten allgemeinen Teil für die Literatur die neuzeitliche Forderung an den lichten Raum, die durch Elektrisierung der Eisenbahnen entstanden ist. Für neue und für bestehende Bauwerke, auch für einige besondere Eisenbahnen sind die zukünftig geltenden Profile festgelegt, von denen die Abbildung das Wichtigste vorführt. Bemerkenswert ist der sehr zu begrüßende Hinweis, daß beim Entwurf von Bahnlinien und Bahnhöfen mit der Bauhöhe nicht mehr so ängstlich gespart werden soll wie früher und daß man Übergangsbogen und Neigungswechsel möglichst außerhalb der Brücke legen, schiefe Brücken überhaupt vermeiden soll. Wenn letzteres nicht möglich, soll die Bettung wenigstens bis zum ersten rechtwinklig zur Überbauachse liegenden Querträger durchgeführt werden. Die Vorschrift, bei durchlaufenden Trägern ohne Gelenke die Grundmauern so groß zu machen, daß Stützensenkungen ausgeschlossen sind, entspringt sicher dem sehr verständigen Wunsche, die Vorzüge solcher Träger, besonders bei Eisenbahnbrücken, auszunutzen. Vielleicht wäre hier eine Ergänzung erwünscht, um wieviel — etwa ein Drittel oder die Hälfte? — die sonst zulässige Beanspruchung der Bausohle verringert werden muß, wenn sie nicht auf Felsen ruht. Für den gut ausgebildeten Eisenbauer ist es selbstverständlich, hier aber nötig,



zu sagen, daß er die Baustellenarbeit einschränken soll, daß er auf die Zugänglichkeit und den Wasserabfluß bei der Stabausbildung besonders achten, daß er nicht zusammengesetzte Walzquerschnitte in erster Linie verwenden, daß er statt der Kröpfungen schlanke Keilkröpfungen anordnen soll. Eisendicken sollen nicht

unter 9 mm sein, I- und [-Eisen mit geringeren Stärken als 7 mm, Winkeleisen mit weniger als 70 mm Schenkellänge gehören nicht in den Brückenbau. Zwillingsträger mit Schienen zwischen zwei Hauptträgern sollen nicht mehr verwendet werden. Soweit die allgemeinen Grundsätze.

Die Verbindungsmittel bilden den zweiten Teil. Gewöhnlich sind Halbrundniete (nach DIN 124 und 139) bis zum 4,5 fachen Betrag des Lochdurchmessers zu verwenden und Linsensenkniete (nach DIN 303 Bl. 1 u. 139) bis zum 6,5 fachen, besser jedoch gedrehte konische Bolzen. Größte und kleinste Nietabstände sind genau festgelegt. Beiwinkel sind an die bestehenden Teile mit dem $1^1/_2$ fachen der rechnungsmäßigen Nietzahl anzuschließen und ein Teil der Niete außerhalb des Hauptanschlusses anzuordnen. Über Stoßdeckung und Anschlußniete von Futterstücken ist das Erforderliche klar vorgeschrieben.

Was die Hauptträger, dritter Teil, betrifft, so sind zunächst für vollwandige Träger die Stegblechhöhen zu $l/_{10}$, ausnahmsweise $l/_{16}$, bei durchlaufenden Trägern zu $l/_{12}$ angegeben, ferner die kleinsten Winkeleisen zu $80 \times 80 \times 10$, sowie das Erforderliche über Gurtplatten, Aussteifung der Blechwände, Stegblechstoß und Ausbildung von Kragarm- und Schwebeträger-Enden. Für gegliederte Hauptträger werden natürlich Parallelträger auch bei größeren Stützweiten in erster Linie empfohlen, und zwar mit einer Netzhöhe von $l/_8$ bis $l/_{10}$. Parabel- und Halbparabel-Träger sollen $l/_7$ bis $l/_8$ hoch sein, durchlaufende Parallelträger $l/_9$ bis $l/_{10}$ der größten Stützweite. Die Lage der Stäbe zur Netzlinie ist eingehend vorgeschrieben, auch die Wandhöhen der Gurte, die Stäbe mit mehrteiligen Querschnitten und die Querschnitte bei gedrückten Stäben, Querschotten und dergl. Über die Ausbildung der Knotenpunkte und deren statische Nachweise, besonders der Endknotenpunkte, ferner über die Stöße von Gurt und Füllungsgliedern, über die Ausbildung von Gelenken in Gerberträgern sind eingehende Vorschriften gegeben. In letzter Beziehung sei bemerkt, daß, falls Nachbarträger im Gelenkpunkte sich in unzugänglicher Weise berühren, auf die Berührungsflächen 3 bis 5 mm dicke Messingbleche aufgeschraubt werden sollen. Bei nebeneinanderliegenden Überbauten mit zweiwandigen Gurtquerschnitten sollen die Wandungen mindestens 75 cm Abstand haben, bei einwandigen Gurtquerschnitten 55 cm, bei Blechträgern Abstand der inneren Gurtungskanten mindestens 40 cm.

Über die Fahrbahn bringt ein vierter Abschnitt sehr viel Wichtiges. Schienen unmittelbar auf Haupt-, Quer- und Längsträgern sind möglichst zu vermeiden. Bei beweglichen Brücken dürfte man unter Umständen doch wohl zu solcher Schienenbefestigung greifen; die „Grundsätze" gelten wohl überhaupt nur für feste Brücken. Schienenstöße sind auf Brücken der Zahl nach einzuschränken, bei kleinen Brücken ganz zu vermeiden. Hölzerne Querschwellen, bei Achsdrücken von 20 t und mehr aus Hartholz, sollen höchstens 40 cm lichten Abstand haben. Außerhalb des Fahrbereiches brauchen nur so viel Schwellen durchgeführt zu werden, als für die Abdeckung nötig sind. Fußwege sollen auf besonderen Konsolen liegen, um die Querschwellen leicht auswechseln zu können. Regelabstand der Längsträger ist 1,75 m, bei breitflanschigen geringer. Längsträger über 2,5 m Stützweite, bei Breitflansch über 3,2 m, erfordern Schlingerverband oder Anschluß ihrer Mitten an den Windverband. Ihre Höhe soll $l/_8$ bis $l/_{10}$ sein. Querträgerhöhe soll $l/_6$ bei eingleisigen, $l/_7$ bei zweigleisigen Brücken sein, bei oben offenen Brücken möglichst noch höher. Bei großen Überbauten sollen an verschiedenen Stellen die Längsträger längsverschieblich gelagert werden oder bei Fahrbahn oben die Querträger mit Ausnahme des mittelsten längsverschieblich auf den Hauptträgern. Bei Längsträgern zwischen den Querträgern ist die Kontinuität der ersteren durch Verbindung der Obergurte anzustreben. Endquerträger sollen in der Regel so stark sein, daß die Brücken mit Wasserdruckpressen unter ihnen gehoben werden können. Auch sollen sie so angeordnet sein, daß ihre hintere Fläche gut unterhalten werden kann. Bei offener Fahrbahn werden Leitschienen oder andere Entgleisungsschutzvorrichtungen empfohlen bei Gleiskrümmungen unter 350 m Halbmesser oder wenn die Fahrbahn so hoch liegt, daß die Obergurte die Wagen nicht vor dem Absturz schützen. Auch wenn sich an die Brücke der Übergangsbogen einer scharfen Krümmung unmittelbar anschließt, gilt das gleiche. Fahrbahnabdeckung in einzeln abnehmbaren Tafeln aus Holz oder Eisenbeton, Endabschluß über den Widerlagern aus [-Eisen oder Eisenbeton sind genau und mit Abbildungen erläutert. Die Bettungshöhe unter den Schwellen soll nicht unter 15 cm betragen. Endlich ist klar zum Ausdruck gebracht, was mir früher nicht der Fall gewesen zu sein scheint, daß gegen die Bettung die Hauptträger durch besondere schräge Bleche oder bei Raumbeschränkung durch auf die Stegbleche genietete Bleche gegen Rost zu schützen sind. Über Entwässerung der Fahrbahn mit durchgehender Bettung sind eingehende Vorschriften gemacht, besonders über die Einzelentwässerung bei Buckelplatten. Für Fahrbahntafeln, deren Unterseite Rauchgasen ausgesetzt sind, wird Beton oder Eisenbeton empfohlen. Einbetonierte Träger, Schienenauszugvorrichtungen bei über 75 m langen Überbauten beschließen diesen Teil.

Im V., VI. und VII. Teil werden die Wind-, Bremsverbände und Lager besprochen. Bei Auflagerdrucken über 12 t aus ständiger Last bezw. $l > 12$ m sind bewegliche Lager als Rollen, Stelzen oder Pendellager auszubilden, möglichst mit nur einer Rolle oder einer geraden Anzahl. Mit VIII. Säulen, IX. Fußsteige und Geländer und X. Besichtigungswagen schließt das Heft, dessen Inhalt und Ausstattung namentlich mit guten und klaren Abbildungen ein Zeugnis für den hohen Grad technischer Ansprüche an die Ausbildung unserer eisernen Eisenbahnbrücken liefert. Ein großer Fortschritt im Eisenbau ist damit getan. Karl Bernhard, Berlin.

Druckluft- und Senkkastengründung beim Bau der Delaware-Brücke zwischen Philadelphia und Camden. Die Gründung für die Hängetürme und Verankerungswiderlager der 533 m weit gespannten Hängebrücke über den Delaware zwischen Philadelphia und Camden erforderte wegen ihrer Tiefe und der in Frage kommenden Abmessungen umfassende Senkkastenarbeiten, die für die Hängetürme unter Anwendung von Druckluft und in Eisen, für die Ankerfundamente als offene Eisenbeton-Senkkasten ausgeführt wurden; beide gehören — wie C. Carswell in Eng. News-Rec. vom 4. Juni 1925 feststellt — zu den bedeutendsten jemals ausgeführten Arbeiten dieser Art.

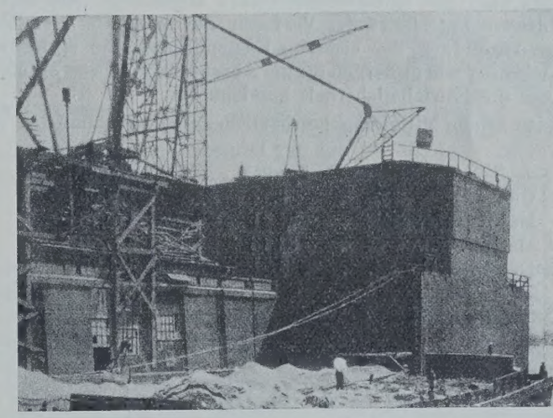


Abb. 1. Eisenblechsenkkasten der Pfeiler vor dem Absenken.

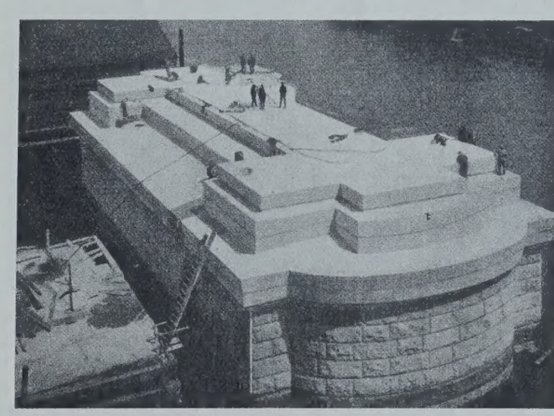


Abb. 2. Fertiger Turmpfeiler.

Abb. 1 zeigt den 12,20 m hohen Eisenblechsenkkasten eines Pfeilers vor dem Absenken, Abb. 2 den Pfeiler nach seiner Vollendung: Ebenso wie die Ankerwiderlager in Stampfbeton hergestellt, mit Granit verkleidet und abgedeckt, mißt er — entsprechend den Abmessungen des Senkkastens — in der Grundfläche $43{,}60 \times 21{,}20$ m. Abb. 4 gibt ein Bild von der Absenkung der kreisrunden Senkkasten für die Verankerung. Nach Abb. 3 waren davon für jede Verankerung 12 an der Vorderseite in zwei Reihen angeordnete Senkkasten erforderlich, von denen die 8 mittleren einen Außendurchmesser von 6,10 m, die äußeren einen solchen von 14,80 m hatten; ihre Länge betrug 27,90 m. Die beiden hinteren Flügel dieser Verankerungswiderlager stehen auf zwei großen (in Abb. 3 gestrichelt angedeuteten) rechteckigen, offen eingebrachten Eisenbetonsenkkasten von $12{,}19 \times 41{,}10$ m Grundfläche auf dem Philadelphia-, von $12{,}19 \times 42{,}70$ m auf dem Camden-Ufer; Einzelausbildung und -abmessungen sind aus Abb. 5 ersichtlich.

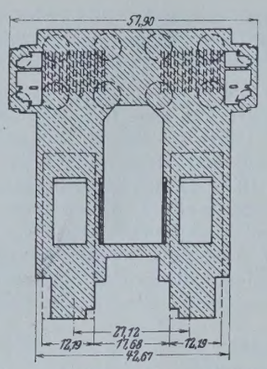
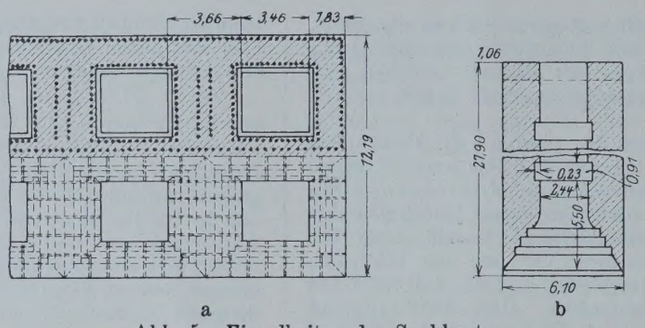


Abb. 3. Widerlager für die Verankerung der Hängekabel. Grundriß.



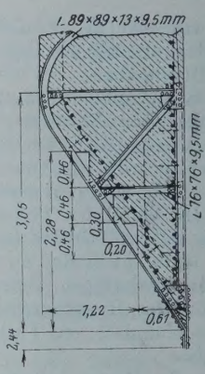


Abb. 5. Einzelheiten der Senkkasten.
a) Rechteckiger Senkkasten. Grundriß. b) Zylindrischer Senkkasten. Querschnitt. c) Eiserner Kranz eines runden Senkkastens.

Für die Ausführung der Pfeilergründung war ein am Philadelphia-Ufer 3 m, am Camden-Ufer 10 m hoher Spundwanddamm gerammt, der sich den Abmessungen des Mauerwerks möglichst anpaßte und das Absenken der Senkkasten, die Betonierung und das Verblenden der Pfeiler wesentlich erleichterte. Das Dach der Arbeitskammer ist in beiden Richtungen mit Eisenfachwerk, die Kastenwände oberhalb des Daches sind mit Holzbalkenfachwerk abgesteift. Als besonders bemerkenswert bezeichnet der Verfasser die aus Abb. 5 ersichtliche Vförmige Ausbildung der eisernen Kastenkränze, die er als ebenso widerstandsfähig wie förderlich für die Absenkung und von erheblichem Einfluß auf die Betriebssicherheit bezeichnet.

Zufolge seiner Mitteilung betrugen bei Arbeiten ähnlicher Art

in	äußerer Druck kg/cm²	innerer Druck kg/cm²
Quebec	9,77	127,05
Manhattan	24,41	175,78
Metropolis	34,18	425,80
Delaware River . .	268,54	341,78

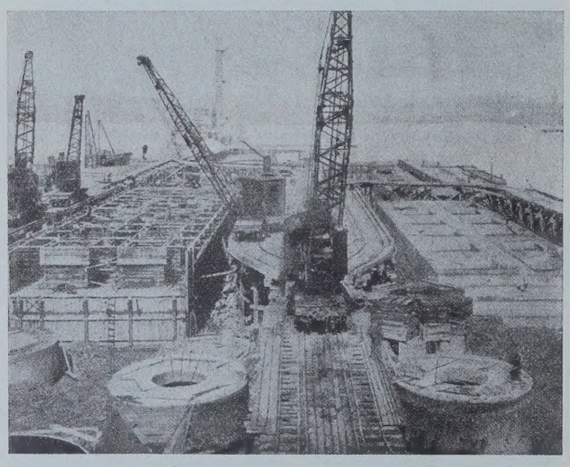


Abb. 4. Absenken der runden Senkkasten für die Verankerungswiderlager.

Während des Absenkens wurden in der Arbeitskammer zwecks Abfangung und Versteifung vier hölzerne Traggerüste eingebaut, die das gesamte Gewicht des Senkkastens aufnahmen, den eisernen Kranz entlasteten, sein bequemes Anbringen und die Beseitigung von Hindernissen erleichterten und dadurch das Einbringen namentlich in weichem und ungleichmäßigem Boden in hohem Grade sicherten. Das Einbringen ging denn auch ohne Zwischenfälle vonstatten, und zwar zunächst auf dem Philadelphia-Ufer, nachdem der Senkkasten durch Ausbetonieren vorsichtig bis an die Grenze der Schwimmfähigkeit belastet war, um durch möglichst hohes Eigengewicht die Bagger- und Absenkungsarbeiten zu unterstützen. Etwas Sand und Kies wurde im Saugverfahren beseitigt; im allgemeinen gelangte der gesamte Bodenaushub durch die Förderschleusen in Eimern aus den Arbeitskammern nach oben. Die durchschnittliche Absenkung betrug je Arbeitstag 16,5 cm auf der Philadelphia-, 38,1 cm auf der Camden-Seite; der Boden bestand auf der Philadelphia-Seite aus Glimmerschiefer in unter 60° zur Wagerechten geneigten Schichten, auf der Camden-Seite wechselten damit starke Lagen von hartem, blauem Ton. Die Temperatur im Inneren der Arbeitskammer betrug auf der Philadelphia-Seite zwischen 30 und 32° C, stieg jedoch gegen Ende des Ausbetonierens bis auf 39,5°; auf der Camden-Seite waren die Temperaturen niedriger, weil die Druckluftleitungen zum großen Teil unter Wasser liefen: Sie betrugen im Durchschnitt 26° C und stiegen zuletzt auf 32 bis 36°. Für das Einbringen des erforderlichen Betons dienten besondere Schleusen, die auf die zur Beseitigung des Aushubes benutzten Förderschleusen aufgesetzt wurden, am Boden eine Klappe hatten und durch die der Beton im freien Fall nach unten gelangte. Besondere Mühe erforderte das Ausbetonieren der Winkel, das von Hand ausgeführt werden mußte, sowie das Einbringen der letzten oberen Schichten, das unter Druckluft geschah.

Für die zur Gründung der Verankerungswiderlager verwendeten zylindrischen und rechteckigen offenen Senkkasten wurde in der Hauptsache eiserne Schalung benutzt, die eine mehrmalige Verwendung und die zur reibungslosen Absenkung erforderlichen glatten Außenflächen und genauen Abmessungen besser gewährleistete. Das Betonieren begann im Dezember 1922 und wurde ohne Unterbrechung während des Winters fortgesetzt. Der Frostschutz bestand im Anwärmen der Zuschlagstoffe und des Mischwassers sowie des abbindenden frischen Beton. Für das letztere dienten bei den großen Senkkasten des Camden-Ufers und den sämtlichen runden Senkkasten Kokskörbe, während auf dem Philadelphia-Ufer bei den dortigen großen Rechteckkasten die Erwärmung bemerkenswerterweise dadurch geschah, daß um ihre Wandung ein gelochtes Rohr herumgeführt und das Ganze mit Planen zugedeckt wurde, so daß darunter aus einem nahen Kesselhaus in das Rohr geleiteter und aus den Löchern heraustretender heißer Wasserdampf eine gleichmäßige feuchte Wärme erzeugte, die auf den Abbindevorgang sehr günstig wirkte.

Das Absenken dieser Gründungskörper geschah ohne Zwischenfälle mit Hilfe von Eimerkettenbaggern; geringe Richtungsfehler konnten dabei durch entsprechende Baggermaßnahmen behoben werden. Zwei bei der Absenkung des nördlichen Rechtecksenkkastens für das Camden-Widerlager auftretende Haarrisse erweiterten sich dank vorsichtiger Baggerung nicht und konnten ohne weitere Schadenerscheinung geschlossen werden.

Da infolge des etwas knappen Eigengewichts das Herunterbringen des südlichen Rechtecksenkkastens beim Philadelphia-Widerlager über etwa 15 m Tiefe Schwierigkeiten machte, griff man zur Erhöhung des toten Gewichtes oder vielmehr zur Verminderung des Wasserauftriebes hier — und wegen der dabei erzielten guten Erfolge auch bei allen andern Senkkasten — zum Auspumpen des ins Innere gedrungenen Wassers. Trotzdem daraufhin das Einbringen der Senkkasten schon bei einer Absenkung des inneren Wasserspiegels um 4,50 m glatt vonstatten ging, setzte man angesichts der leichten Wasserhaltung das Pumpen bis zur vollkommenen Trockenlegung fort und gewann damit außer den sonstigen Vorteilen des Arbeitens in trockener Baugrube vor allem die leichte Möglichkeit eines steten Klarhaltens der mehrfach erwähnten eisernen Senkkastenkränze. Ki.

Schneller Eisenbahnbau. Eine Verlängerung der Seaboard Air-Eisenbahn in Florida um etwa 320 km nach Palm Beach ist in der kurzen Zeit von 10 Monaten nach Abschluß des Bauvertrages fertiggestellt worden; der Hauptteil der Arbeiten hat sogar nur sechs Monate in Anspruch genommen. Ermöglicht wurde diese kurze Bauzeit durch weitgehende Verwendung von mechanischen Hilfsmitteln und durch die Einstellung von Arbeitskräften in außerordentlich großer Zahl. Zeitweilig arbeiteten 6000 Mann an dem Bau. Es handelte sich dabei um die Herstellung von 383 km Gleis mit Schienen von 50 kg/m Gewicht. Hierzu wurden drei Gleislegemaschinen mit Dampfantrieb verwendet, mit deren Hilfe täglich über 2 km Gleis vorgestreckt wurden. In dem ebenen, sumpfigen Gelände, das die Eisenbahn durchschneidet, wurden für die Erdarbeiten Greiferbagger

in beträchtlichem Umfange eingesetzt; zum Herstellen der Gräben, die unter Wasserandrang ausgehoben werden mußten, dienten Grabenbagger; wo kein Wasser vorhanden war, wurden Löffelbagger benutzt, und die mit ihnen gewonnenen Massen wurden in Kippwagenzügen abgefahren, deren Kippvorrichtungen mit Druckluft angetrieben wurden. Die Strecke liegt im wesentlichen in der Geraden. Sie enthält zwei Drehbrücken und wird an einigen Stellen von hölzernen Gerüstbrücken getragen. In Palm Beach ist in der Nähe des Stadtmittelpunktes ein Personen- und Güterbahnhof erbaut worden. Eine Bekohlungsanlage für Lokomotiven mit einem Bunker von 200 t Inhalt war bereits 61 Tage nach Erteilung des Auftrages in Betrieb. Wkk.

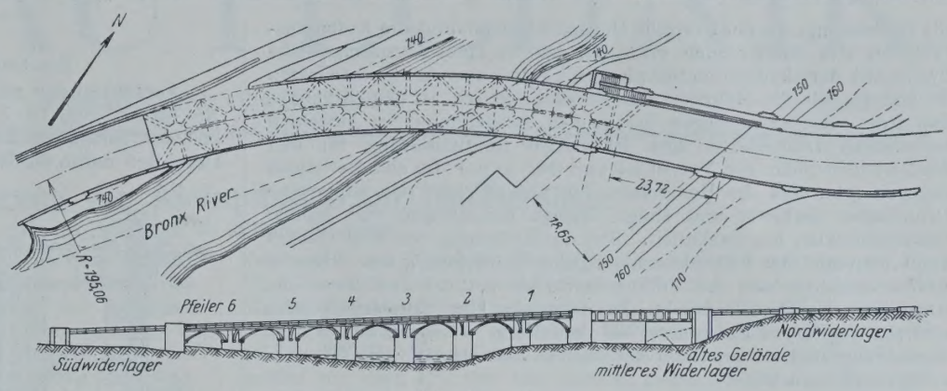


Abb. 1a u. b.

Bemerkenswertes aus dem amerikanischen Brückenbau zeigt die Beschreibung einer im Zuge der von Bronx-Parc bei New York nach Valhalla führenden Straße gebauten Brücke, die A.-G. Hayden in „Eng. News-Rec." vom 2. Juli 1925 in einem Aufsatze über das Zusammenwirken von Ingenieur und Architekt im neuzeitlichen Brückenbau bringt.

Es handelt sich um die Scarsdale-Brücke, die den an dieser Stelle seeartig verbreiterten Bronx-River nach Abb. 1 nicht nur sehr spitz, sondern auch in einer Kurve überquert und deren Fahrbahn als Kragplatte kreisrunder Betonpfeiler von rd. 4,25 m Durchm. ausgebildet (Abb. 2) und in fast quadratischen Feldern von rd. 12,80 m mittlerer Seitenlänge als Pilzdecke bewehrt ist. Die Gesamtlänge der Brücke erreicht einschließlich der Anfahrten annähernd 183 m, diejenige der eigentlichen Bogenbrücke rd. 102 m, bestehend nach Abb. 1b aus sieben Öffnungen von etwa 8,55 m Lichtweite bezw. (Abb. 1a) acht Pilzdeckenfeldern. Für die Ausbildung der letzteren gibt Abb. 3 einen Anhalt: Konstruktiv wäre eine der aus zahlreichen amerikanischen und deutschen Ausführungen bekannten üblichen Stützkopfausbildungen möglich und das Gegebene gewesen. Aus architektonischen Gründen wollte man daneben jedoch auf die aus den Abbildungen ersichtliche Anordnung der Quer- und Diagonalrippen nicht verzichten. Ki.

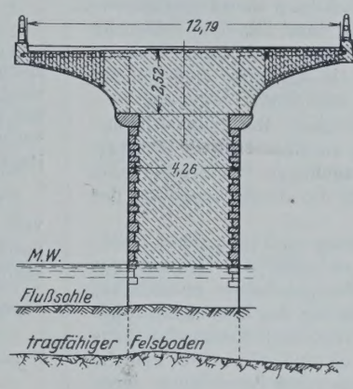


Abb. 2.

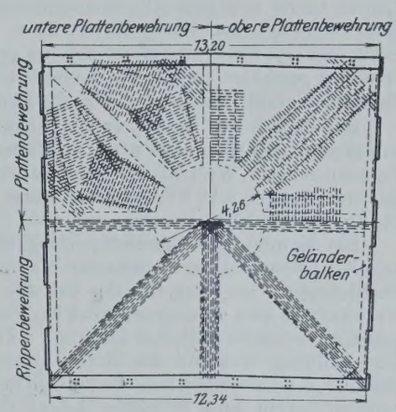


Abb. 3.

Bücherschau.

Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes. Von Dr. Friedrich Bleich. 2. Auflage. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 15 R.-M.

Das Buch hat eine nennenswerte Änderung der ersten Auflage gegenüber nicht erfahren. Es sei hier kurz angedeutet, daß der Viermomentensatz aus dem bekannten Verfahren hervorgeht, wonach man zur Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke starre Ecken durch Gelenke ersetzt, um dann die gegenseitigen Verdrehungen der Stabenden in den Gelenken Null zu setzen. Bleich verwandelt nun jedes Tragwerk in geschlossene Rahmen (wofern es nicht schon ein solcher ist), was durch Anbringung starrer Stäbe geschieht. Die Verdrehungen werden nach dem Mohrschen Verfahren berechnet, und Bleich hat nun für die Stetigkeitsbedingung in jedem Knoten eine allgemein gültige Formel, den Viermomentensatz aufgestellt, der auch flach gekrümmte Stäbe berücksichtigt und den man ebenso bequem anwenden kann wie etwa die Gleichung der Formänderungsarbeit, die aber im Gegensatze zum Bleichschen Verfahren sehr viel Ausrechnungsarbeit erfordert. Das Auftreten von Stabdrehwinkeln erfordert außer den Viermomentengleichungen für jeden geschlossenen Rahmenteil noch zwei Winkelgleichungen, so daß in der Regel mehr Unbekannte, als die Anzahl der statisch unbestimmbaren Größen beträgt, zu berechnen sind. Trotzdem ist die Berechnung sehr einfach und rasch zum Ziele führend. Den in der Einleitung als Hauptvorzug bezeichneten Umstand, daß die Auswahl der statisch nicht bestimmbaren Größen erst nach Aufstellung der Elastizitätsbedingungen geschieht, darf man wohl nicht gerade dem Viermomentensatz als solchem anrechnen, sondern überhaupt dem Verfahren der Einführung von Gelenken an Stelle starrer Ecken. Unbekannt sind zunächst immer die Eckmomente, und diese lassen sich unter Umständen vorteilhaft durch andere Größen ausdrücken, wie etwa durch $M = Hh$ im einfachen Zweigelenkrahmen.

Vorher wird schon im Vorwort gesagt, daß durch Einführung von Hilfsgrößen eine weitere Vereinfachung des Verfahrens bei hochgradig statisch unbestimmten Tragwerken erzielt wird. Diese besteht darin, daß immer je zwei im Viermomentensatze vorkommende Momente, die an beiden Enden eines Stabes wirken, in Verbindung mit Festwerten als Hilfsgröße aufgefaßt werden, die aber, wenn man näher zusieht (S. 50), nichts anderes ist als der mit $6 E J_c$ multiplizierte Verdrehungswinkel am Stabende infolge der Endmomente. Die Viermomentengleichungen verschwinden also wieder, um jenen Gleichungen Platz zu machen, von denen man ausgeht: Nullsetzung der gegenseitigen Verdrehungen an den Stabenden. So kann man in dem 13. Beispiel auf S. 109 unter Weglassung der Viermomentengleichungen a), b) und der Hilfsgrößendefinitionsgleichungen c) auf S. 110 unmittelbar die Gleichungen d) auf S. 111 anschreiben, wenn man die Bedeutung der Hilfsgrößen kennt. Diese Bemerkung soll jedoch keineswegs die Bedeutung des Viermomentensatzes einschränken, denn Bleich wollte ja eine allgemein brauchbare Gleichung geben, und von diesem Gesichtspunkte aus ist das Anschreiben der Viermomentengleichungen auch bei nachheriger Einführung der Hilfsgrößen gerechtfertigt. Das Wort „allgemein" ist allerdings in seiner Bedeutung etwas einzuschränken, da der Viermomentensatz, wie wohl aus dem Gesagten klar hervorgeht, nur für Tragwerke mit starren Ecken oder durchgehenden Stäben verwendbar ist, wenn auch durchaus nicht alle Ecken starr zu sein brauchen. Hingegen können statisch unbestimmte Gelenkfachwerke nicht nach diesem Verfahren berechnet werden, was freilich keine Rolle spielt gegenüber dem außerordentlich reichhaltigen Gebiet, in dem der Viermomentensatz vorteilhaft anzuwenden ist. Das Bleichsche Buch enthält zahlreiche Beispiele auch hochgradig statisch unbestimmter Tragwerke, die nach seinem Verfahren sehr einfach zu berechnen sind, auch dann, wenn die Berechnung mit Hilfe der Einflußlinien stattfinden muß. Schließlich wird der Satz noch für Tragwerke erweitert, bei denen in den einzelnen Stäben das Trägheitsmoment veränderlich ist. Es ist dies ein sehr gutes Näherungsverfahren, für das bloß der Größt- und Kleinstwert des Trägheitsmomentes in den Stäben benötigt wird. Endlich folgt noch eine Erweiterung des Viermomentensatzes auf Tragwerke mit beliebig geformten Stäben bei veränderlichem Trägheitsmoment, wofür ein schönes Beispiel in einem zweifeldrigen Gewölbe mit Mittelpfeiler gegeben wird. — Druck und Ausstattung des Buches sind musterhaft.

Prof. Dr. Hartmann.

Pädagogik an Technischen Hochschulen. Von Prof. Dr.-Ing. Robert Weyrauch †. Stuttgart 1925. Verlag von Konrad Wittwer. 70 S. Preis geb. 3,50 R.-M.

Der leider so früh verstorbene ordentl. Professor der Ingenieurwissenschaft an der Technischen Hochschule Stuttgart Dr.-Ing. Robert Weyrauch hat sich nach einer längeren Lehrtätigkeit durch das vorliegende Buch selbst Rechenschaft darüber abgelegt, wie die technisch-wissenschaftliche Lehre am zweckmäßigsten eingerichtet und durchgeführt werden kann. Unter gerechter Abwägung der Forderungen, die das Erwerbsleben an den jungen Ingenieur stellen muß, gegen

die Begrenzung, die der deutsche Hochschulbetrieb und die Aufnahmefähigkeit des Studierenden erzwingt, hat er eine wissenschaftliche Systematik der akademisch-technischen Unterrichtsmethode entwickelt. Er kommt, wie die Mehrzahl der Hochschullehrer, zu dem Ergebnis, daß trotz oder auch wegen der großen Ausdehnung der einzelnen technischen Lehrgebiete eine frühzeitige Spezialisierung für den Studierenden nicht von Vorteil ist und daß es nur das eine Heilmittel dagegen gibt, daß die Hochschule im wesentlichen nur allgemeine Grundlagen darbietet und einige wenige Einzelfragen von großen Gesichtspunkten aus behandelt. Seit der Erfindung des Buchdruckes kann man auf die lückenlose mündliche Überlieferung des Wissensstoffes verzichten und sich darauf beschränken, im mündlichen Vortrage nur das Grundsätzliche, Bezeichnende klar herauszuarbeiten, also ein tragfähiges Fundament bei dem Hörer zu legen, auf dem er durch Selbststudium an Hand der zahlreichen Literatur alle Wissenszweige aufbauen kann.

Unter diesem Gesichtswinkel verlangt er vom akademischen Lehrer zuerst eine gute Allgemeinbildung und dann eine vollkommene Beherrschung seines Stoffgebietes, da er nur dann das Grundsätzliche hervorheben, das Nebensächliche unterdrücken und einen Vortrag lebendig gestalten kann. Er verweist auf die dreifache Aufgabe des Hochschullehrers als Lehrer, Forscher und ausübender Ingenieur.

Bei dem Hörer betont er die Notwendigkeit, ihn frühzeitig aus seiner rein aufnehmenden passiven Haltung zu einer tätigen Mitarbeit heranzuziehen. Wertvoll ist sein Berufsfragebogen für Studierende, aus dem Lehrer wie Hörer Rückschlüsse auf die Sonderbegabung der Studierenden ziehen können.

Ein Kapitel über die Unterrichtsgestaltung an Technischen Hochschulen beleuchtet den bekannten Kampf zwischen der Neigung des Studierenden, nur das für ihn bei den Übungsarbeiten unmittelbar Verwertbare sich anzueignen, und der Forderung des Lebens nach allgemeiner wissenschaftlicher Bildung. Die theoretisch-wissenschaftliche Durchbildung während der Hochschulzeit ist und bleibt für manche die einzige wissenschaftliche Grundlage für das ganze Berufsleben, deren Lücken darum auch in späten Jahren sich oft bemerkbar machen.

Die Anforderungen, die Weyrauch an die Form des freien Vortrages stellt, sind groß. Es ist selbstverständlich, daß er eine ununterbrochene Arbeit des Professors an seinem Kollegmanuskripte verlangt, ohne auf die Wirkung der freien Rede zu verzichten. Besonders beachtenswert scheint mir seine Mahnung zu sein, bei dem Studierenden möglichst wenig vorauszusetzen, und sich immer wieder selbst im Geiste auf die Kollegbank zu setzen. Um Zeit für die Behandlung grundsätzlicher Fragen zu gewinnen, schlägt er reichliche Verwendung von Vervielfältigungen vor, die den Vortrag entlasten und dem Studierenden unentbehrliches und brauchbares Zahlenmaterial an die Hand geben. Er betont daneben den erzieherischen Wert, den das langsame Entstehen einer vorbildlichen konstruktiven Zeichnung an der Tafel für den Studierenden hat. Den heute mancherorts verwirklichten Gedanken der Gruppen-, Sammel- und Gastvorlesung spinnt er weiter aus. Beim Übungsunterricht tritt er für dessen frühen Beginn ein und befürwortet das Fortschreiten von der kleinen einfachen Aufgabe, deren Lösung vom Lehrer oder Assistenten selbst am Reißbrett im Übungssaal durchgeführt wird, zu einer oder mehreren größeren Aufgaben, die von Studierenden eigene wissenschaftliche Vorarbeit verlangt. In vielen Fällen ist es sicher möglich, diese Voraufgaben im Rahmen einer ganzen, großen Übungsaufgabe zu stellen. An der Hauptforderung, einen Entwurf zum mindesten in einem Teil auch im einzelnen gründlich durchzubilden, hält er streng fest, da nur so mit Erfolg gegen den natürlichen Hang des Studierenden zu „großzügiger", flüchtiger und oberflächlicher Arbeit angegangen werden kann.

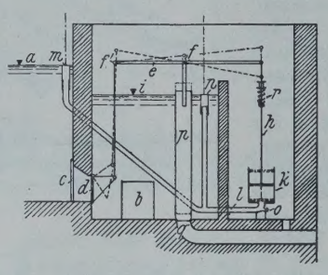
In seinen „Regeln für die Anfertigung der Entwürfe bei der Wasserbauprofessur der Techn. Hochschule Stuttgart" gibt er wertvolle Fingerzeige für die praktische Durchführung seiner Vorschläge. Das ganze Buch kann als ein Beitrag zur Betriebswissenschaft gelten, da er immer wieder solche straff gefaßte Regeln, Fragebogen, Übersichten, Stichwortverzeichnisse usw. gibt.

Im Interesse des Berufslebens und vor allem im Interesse des jungen Studenten wäre es zu wünschen, wenn das Buch jedem neu eintretenden Studierenden an einer Technischen Hochschule zu billigem Preise bei seiner Immatrikulation ausgehändigt werden könnte. Es würde der Lehrerfolg sicherlich erheblich gefördert, die Freude, das Verständnis der Studierenden geweckt, die akademische Freiheit für manchen weniger gefährlich werden, als sie es heute ist. Aber auch der Hochschullehrer und jeder fertige Ingenieur wird mit Genuß und Gewinn das frisch geschriebene kleine Büchlein in die Hand nehmen. Der Mensch Weyrauch hat sich damit selbst ein ehrenvolles Denkmal gesetzt, denn aus jedem Satze spricht tiefes Pflichtgefühl und warme Liebe zur akademischen Jugend — ein scharfer Verstand und ein gutes Herz, für welch beide niemand ein schärferes Empfinden hat als der junge Student im Hörsaal. Gaber.

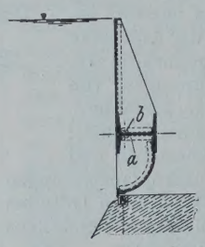
Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Verfahren zur selbsttätigen Einstellung von Wehren (Kl. 84a, Nr. 404 398 vom 15. 7. 1923 von Huber & Lutz in Zürich). Um bei den bekannten Einstellvorrichtungen von Wehren den ständigen Durchfluß durch die Wehrkammer zu vermeiden, der bei der Zwischenstellung des Wehrkörpers eintritt, wird durch einen Regler nur so viel Wasser der Wehrkammer zugeführt, als zum Ersatz der Wasserverluste des Wehrkörpers erforderlich ist. Steht der Wasserspiegel in der Wehrkammer auf einem durch die jeweilige Stellung des Wehrkörpers bedingten Stand, so wird die Verbindung zwischen dem Oberwasser und der Wehrkammer selbsttätig geschlossen und erst wieder geöffnet, wenn der Wasserspiegel in der Wehrkammer zu tief sinkt. Ebenso wird beim Ansteigen des Oberwasserspiegels über das gewollte Maß der Zulauf zur Reglerkammer geschlossen und erst, wenn der natürliche Wasserverlust des Staukörpers nicht genügt, noch der Auslauf aus der Reglerkammer geöffnet.



Selbstregelndes Klappenwehr (Kl. 84a, Nr. 411 634 vom 7. 10. 1922 von Fritz Obermann und Hans Gorges in Trier). Der Drehpunkt *b* des Wehres befindet sich im Angriffspunkt des bei geschlossener Klappe und vollem Aufstau eintretenden Wasserdruckes. Das Wehr ist also im Gleichgewicht, wenn der Wasserspiegel mit der Wehroberkante gleichsteht. Liegt der Wasserspiegel tiefer als die Wehroberkante, so greift die Resultante des Wasserdruckes unter dem Drehpunkt an und preßt das Wehr gegen die untere Dichtung, wodurch es geschlossen bleibt. Die Stauwand ist unter dem Drehpunkt zurückgesetzt, um einen Hohlraum *a* zur Aufnahme eines Gewichtes aus Eisen, Beton oder auch aus Wasser zu bilden, das die Klappe aus der geneigten Lage in die Lotrechte zurückdrückt. Liegt der Wasserspiegel über der Wehroberkante, so neigt sich die Klappe unter dem Wasserdruck nach hinten über, und die Stauwand gibt einen Spalt frei, durch den das Wasser mit erhöhter Geschwindigkeit über die Wehrschwelle abfließt.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt sind: zum Präsidenten der R. B. D. Elberfeld: der Reichsbahndirektor, Geheime Oberbaurat Loewel, Mitglied der Hauptverwaltung in Berlin; zum Reichsbahndirektor und Mitglied des Hauptprüfungsamts der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft: der Reichsbahnoberrat Gehr in Berlin; zu Reichsbahnoberamtmännern bei der Hauptverwaltung: die Ministerialamtmänner beim Rechnungshof des Deutschen Reichs Wörlein und Meisel, die Reichsbahnamtmänner Clemens Krause, Beck und Schöning, die technischen Eisenbahnoberinspektoren Rübener, Pfeiffer, Kretzer und Schumann, die Eisenbahnoberinspektoren Oheim, Büttner und Krenkel sowie der technische Eisenbahninspektor Höhler, sämtlich in Berlin.

Versetzt: der Reichsbahnrat Dr. jur. Gland, bisher Vorstand des Eisenbahnverkehrsamts in Bremen und Mitglied der R. B. D. Hannover, als Mitglied zur R. B. D. Breslau, der Reichsbahnrat Eifflaender, bisher Mitglied der R. B. D. Cassel, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Trier und der Reichsbahnamtmann Mauelshagen, bisher beim Bahnbetriebswerk Karthaus, zum Bahnbetriebswerk Cochem.

Gestorben: der Reichsbahnoberrat, Geh. Regierungsrat Rosenbaum, Mitglied der R. B. D. Breslau.

INHALT: Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim. — Umbau der Überführung bei km 69,97 der badischen Hauptbahn zwischen Durlach und Karlsruhe. — Über Einrammen von I-Trägern. — Rahmenbinder für ein Postscheckamtsgebäude. — Vergleich der behördlichen Bauvorschriften für Eisenbahnbrücken aus Flußstahl. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen Internationales Organ für Betonbau. — Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken. — Druckluft- und Senkkastengründung beim Bau der Delaware-Brücke zwischen Philadelphia und Camden. — Schneller Eisenbahnbau. — Bemerkenswertes aus dem amerikanischen Brückenbau. — Bücherschau. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang | BERLIN. 30. Oktober 1925 | Heft 47

Alle Rechte vorbehalten.

Die Ausführung von Kleinpflaster auf Landstraßen.[1]

Von Präsident **W. Euting**, Stuttgart.

Das Kleinpflaster, das bereits im Jahre 1885 von dem Landesbaurat, Geh. Baurat Gravenhorst in Stade erfunden und von ihm und anderen weiter ausgebildet wurde, ist seither auf deutschen Landstraßen mannigfach zur Anwendung gekommen. Auch in deutsche Städte ist die neue Straßenbefestigung eingedrungen. Im Auslande dagegen hat dieses Pflaster wenig Beachtung gefunden. Selbst in den Stammsitzen des modernen Automobilstraßenbaues, in Nordamerika und in England, hört man nichts von seiner Verwendung. Gleichwohl scheint das Kleinpflaster berufen, bei der Anpassung der verkehrsreichsten deutschen Landstraßen an den Kraftwagenverkehr auch weiterhin eine bedeutsame Rolle zu spielen. Seine Brauchbarkeit für diesen Zweck ist hinlänglich bewiesen. Es verbindet mit einer genügenden Widerstandsfähigkeit selbst gegen schweren Lastkraftwagenverkehr eine für Landstraßen hinreichende Staubfreiheit, wenn es auch in dieser Beziehung ohne Fugenausguß den bituminösen Fahrbahnen nicht ganz ebenbürtig sein mag. Daneben besitzt es die wertvolle Eigenschaft, daß es, wenigstens bei Verwendung von Granit und anderen Gesteinsarten von ähnlicher Rauhigkeit, auch auf den größten bei Landstraßen üblichen Steigungen für den Verkehr mit Zugtieren jeder Art, selbst im Winter, nicht zu glatt ist. Auf einem Granitkleinpflaster mit einer Steigung von 8 % (1 : 12,5) in der Nähe von Stuttgart hat sich in elf Jahren kein Unfall ereignet. Die Verwendung von Basalt, dessen Eignung zu Kleinpflaster an sich durchaus anerkannt werden muß, ist seiner größeren Glätte wegen auf Steigungen von nicht mehr als 3 % zu beschränken.

Es ist nicht der Zweck dieses Aufsatzes, nähere Untersuchungen über die Bedeutung des Kleinpflasters an sich und über die Zweckmäßigkeit seiner Verwendung in bestimmten Fällen anzustellen oder Vergleiche mit anderen neuzeitlichen Fahrbahnbefestigungen zu ziehen, die ohne Zweifel auch ihre Vorzüge und ihre Berechtigung haben, sondern es soll lediglich eine Anleitung für die Ausführung von Fahrbahndecken aus Kleinpflaster gegeben werden. So allgemein die Wertschätzung auch ist, deren sich das Kleinpflaster in Deutschland erfreut, so manche Meinungsverschiedenheiten bestehen doch noch über die zweckmäßigste Art seiner Herstellung. Mißerfolge kommen von Zeit zu Zeit immer wieder vor. Unter den Wirkungen des immer mehr zunehmenden Kraftwagenverkehrs stehen wir am Beginn einer Periode ausgedehnter Verwendung von Kleinpflaster. Der Kreis der Techniker, die mit Arbeiten auf diesem Gebiet zu tun bekommen, wird sich mehr und mehr erweitern. Viele unter ihnen besitzen kaum eigene Erfahrungen in der Ausführung von Kleinpflaster. So dürfte eine erprobte Anleitung zur Herstellung von Kleinpflasterdecken auf Landstraßen einem Bedürfnis der Zeit entsprechen.

Die Kleinpflasterbahnen setzen sich aus drei verschiedenen Schichten zusammen: dem Unterbau, dem eigentlichen Pflaster und der zwischen beiden liegenden verhältnismäßig dünnen Pflasterbettung (Sandbett) (Abb. 1).

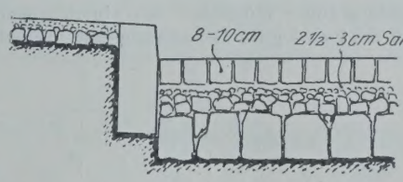
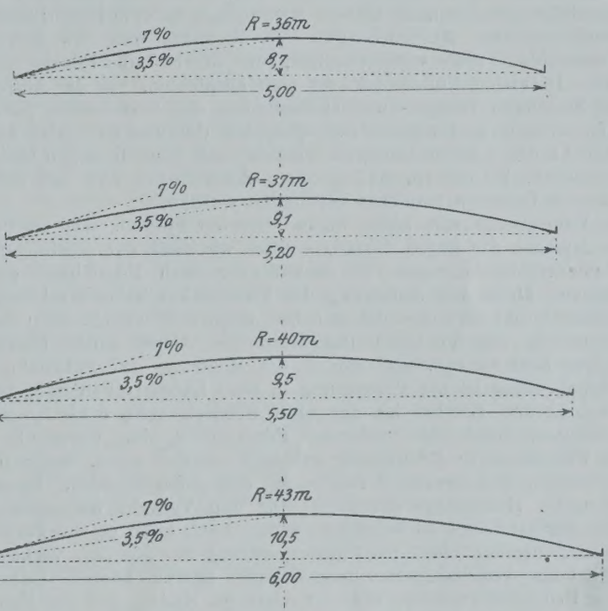
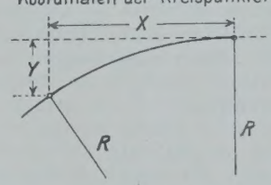


Abb. 1.

Das Pflaster erhält zweckmäßig die Form eines flachen Gewölbes, das sich somit im Regelquerschnitt (Normalquerprofil) als Bogen (Kreisbogen) darstellt (Abb. 2). Die gewölbte Form verdient den Vorzug vor der sogenannten Dachform mit ebenen geneigten Seitenflächen und einer kurzen Wölbung in der Mitte. Denn auf den ebenen Seitenflächen wirken schon die geringsten, praktisch nicht vermeidbaren Vertiefungen des Pflasters unschön und störend auf den Abfluß des Wassers. Der Regelquerschnitt ist nicht nur für die Form der Oberfläche des eigentlichen Pflasters, sondern ebenso für die der Oberfläche des Unterbaues maßgebend. In scharfen Krümmungen, etwa solchen von 50 m Halbmesser und weniger, ist der Pflasterbahn mit Rücksicht auf den Kraftverkehr ein einseitiges Quergefälle von etwa 4 % von dem äußeren gegen den inneren Fahrbahnrand zu geben, das auf erheblichen Straßensteigungen angemessen zu ermäßigen ist.



Koordinaten der Kreispunkte.



X m	y in cm bei R = 36	37	40	43
0,5	0,3	0,3	0,3	0,3
1,0	1,4	1,4	1,3	1,2
1,5	3,1	3,0	2,8	2,6
2,0	5,6	5,4	5,0	4,7
2,5	8,7	8,4	7,8	7,3
3,0	-	-	-	10,5

Abb. 2. Regelquerschnitte.

Das Kleinpflaster wird in der Regel auf bestehenden chaussierten Straßen zur Ausführung kommen. So wichtig auch eine unnachgiebige Unterlage für den Bestand des Pflasters ist, so muß doch betont werden, daß in der Mehrzahl der Fälle die vorhandene Steinbahn (Chaussierung) eine vollkommen hinreichende Festigkeit besitzen wird, um als Unterlage für das Pflaster zu dienen. Der Einbau eines Betonkörpers an Stelle der Steinbahn oder auf sie wäre in den meisten Fällen eine Ausgabe, die zur Haltbarkeit des Pflasters so gut wie nichts beitragen würde, und deshalb unwirtschaftlich. Allerdings muß die alte Steinbahn im großen und ganzen fest und unnachgiebig sein. Ist dies an einzelnen Stellen nicht der Fall, so sind sie vor der Pflasterung zu festigen. Wenn ein solcher Mangel auf Nässe zurückzuführen ist, muß für die Ableitung des Wassers durch Vertiefung von Straßengräben, Einlegen von Sickerungen (Drainagen), Einstellen einer Packlage (Vorlage) und ähnliche Maßnahmen gesorgt werden. Der Einbau einer Packlage ist in der Regel auch an solchen Stellen nötig, wo in den letzten zehn Jahren Rohr- oder Kabelgräben ausgehoben oder sonstige Ausschachtungen vorgenommen und nicht ganz sorgfältig wieder eingefüllt und mit Packlage abgedeckt worden sind. Sickerungen (Drainagen) und neu eingestellte Packlagen sind mit Kleinschlag (Schotter), Grus oder Straßenausbruch, an stark befahrenen Stellen auch mit Beton, abzugleichen. Nur wo auf andere

[1] Bei der besonderen praktischen Bedeutung des Kleinpflasters für den deutschen Landstraßenbau erscheint es gerechtfertigt, nachdem in der „Bautechnik“ 1925, Heft 39, von Herrn Ministerialrat Dr.-Ing. A. Speck über das Kleinpflaster mit bezug auf die sächsischen Erfahrungen berichtet wurde, auch einem hervorragenden württembergischen Fachmanne das Wort in der Angelegenheit zu geben, zumal dieser wertvolle eingehende Mitteilungen über die Ausführung des Kleinpflasters macht. Die Schriftleitung.

Weise kein fester Unterbau hergestellt werden kann, also namentlich auf feuchtem, moorigem Untergrunde, wird die Einbringung einer durchgehenden Betonschicht unter dem Pflaster in Frage kommen. Auf neu erbauten Straßen wird man in den ersten Jahren Pflaster, namentlich im Auftrag, nicht verlegen, sondern vorübergehend eine mit Wasser oder Teer gebundene Steinbahn herstellen, auf die das Pflaster später aufgebracht wird.

Sehr wichtig für den Bestand des Pflasters ist die zweckmäßige Herrichtung der als Unterbau dienenden Steinbahn, deren Oberflächenform in fertigem Zustande der Form der künftigen Pflasteroberfläche, also dem Regelquerschnitt entsprechen muß, damit die dünne Zwischenschicht von Sand zwischen Pflaster und Unterbau überall die gleiche Stärke erhält. Wesentliche Unterschiede in der Dicke des Sandbettes geben zu ungleichmäßigen Setzungen des Pflasters Veranlassung und können sogar seine Zerstörung herbeiführen. Bei der zur Herrichtung der Steinbahn in der Regel erforderlichen Bewalzung ist das Aufwalzen zu dünner Deckel über flachen Mulden, wobei der Steinschlag in der Hauptsache zermahlen würde, ebenso zu vermeiden wie vieles Aufreißen, das besser durch Abpickeln zu hoher Stellen ersetzt wird. Zur Durchführung dieser Grundsätze werden auch mäßige Abweichungen vom Regelquerschnitt, soweit sie den Anforderungen des Verkehrs und des geordneten Wasserablaufs nicht widersprechen, für Unterbau und Pflaster zulässig sein. In vielen Fällen wird es sich empfehlen, vor der Zurichtung der Steinbahn Längen- und Querschnitte der bestehenden Fahrbahn aufzunehmen und zeichnerisch überhöht darzustellen. Der Längenschnitt für den neuen Belag ist sodann nach einer flüssigen Linie auszugleichen, jedoch so, daß größere Änderungen aus den oben erwähnten Gründen tunlichst vermieden werden.

Fahrbahnen mit nicht mehr als zwei Spuren, wie sie bei den Landstraßen die Regel bilden, sollten während der Ausführung der Pflasterarbeiten für den Fuhrwerkverkehr nach Möglichkeit gesperrt werden. Denn die Zulassung des Fuhrwerkverkehrs erschwert, verlangsamt und verteuert die Arbeiten nicht unerheblich, auch mag die Gestattung des Verkehrs der Güte der Arbeit unter Umständen einigen Eintrag tun. Ist jedoch die Sperrung der Fahrbahn nicht möglich, dann ist die Pflasterung in zwei Längsstreifen nacheinander auszuführen. Hierbei ist der erste Streifen etwa 3 bis 3,5 m breit anzulegen, damit der vorläufige Pflasterrand nicht durch die Räder der Fahrzeuge in Unordnung gebracht werden kann, wenn bei der Herstellung des zweiten Streifens auf ihm gefahren wird. Es werden dann die Nebenwege (Bankette) für den Verkehr freizugeben und nach Bedarf leicht zu befestigen sein. Auch kann es sich empfehlen, einen „Anschlag“ für das Pflaster entlang der für den Verkehr freigegebenen Fahrbahnseite herzustellen. Hierzu können Kanthölzer oder Profileisen dienen, die mit eisernen Nadeln auf der Fahrbahn befestigt werden. Für Ausweichstellen muß durch Abschnitte gesorgt werden, die zunächst auf ihre ganze Breite ungepflastert bleiben.

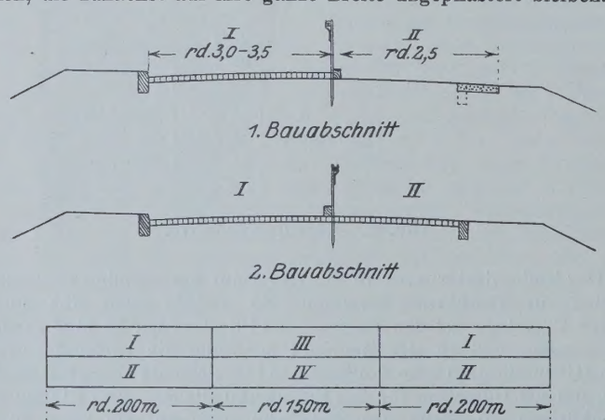


Abb. 3.

Es kann demnach etwa nach dem folgenden Plan gearbeitet werden (Abb. 3):

1. Bauabschnitt: Pflasterung von I, Verkehr über II mit Ausweichgelegenheit in III und IV;
2. Bauabschnitt: Pflasterung von II, Verkehr über I mit Ausweichgelegenheit in III und IV;
3. Bauabschnitt: Pflasterung in III, Verkehr über I, II und IV;
4. Bauabschnitt; Pflasterung in IV, Verkehr über I, II und III.

Diese streifenweisen Pflasterungen erfordern ausgedehnte kräftige Abschrankungen an den Enden und längs der Arbeitstrecken gegen die jeweils von den Fahrzeugen benutzten Teile der Straße, wobei als Pfosten auch eiserne Nadeln benutzt werden können, gute Beleuchtung und je nach den Umständen Bewachung.

Zur Herstellung von Kleinpflastersteinen sollte nur bestes Hartgestein (Granit, Basalt, Diabas, Diorit, Melaphyr, Syenit usw.) in einwandfreier Bearbeitung verwendet werden. Ausgedehnte Versuche mit weicheren Gesteinsarten (Jurakalk, Muschelkalk, Buntsandstein usw.), die in Württemberg vor einigen Jahren angestellt wurden, haben durchweg Mißerfolge gezeitigt.

Von besonderer Bedeutung für die Güte des Pflasters ist auch die Pflasterbettung. Hierzu wird am besten möglichst gleichmäßiger, grobkörniger, scharfkantiger, reiner, d. h. lehm- und staubfreier Sand verwendet. Sand mit feinem Korn und Steingrus sind weniger geeignet, da sie unter dem Pflaster zu einer unnachgiebigen festen Masse zusammenbacken und deshalb zur raschen Zerstörung des Pflasters führen können.

Die Ausführung der Pflasterung wird in der Regel an Unternehmer (Pflastermeister) vergeben werden. Die Beschaffung der Pflastersteine und des Sandes sollte im allgemeinen Sache der Bauverwaltung sein. Auch das Wasser zum Einschwemmen des Sandes in die Pflasterfugen wird zweckmäßig durch die Bauverwaltung nach Bedarf beigeführt und den Pflasterern zur Verfügung gestellt. Die Baustelle ist dem Unternehmer in vollständig geordnetem Zustande zu übergeben, so daß ihm nur das Verteilen und Einbringen des Sandes sowie die eigentliche Handarbeit beim Pflastern obliegt. Die profilmäßige Herstellung des Unterbaues (Chaussierung) ist den Pflasterern mit Schablone, Setzlatte und Setzlibelle (Wasserwage) nachzuweisen, damit späteren Klagen über profilwidrige Gestalt der Unterlage vorgebeugt wird.

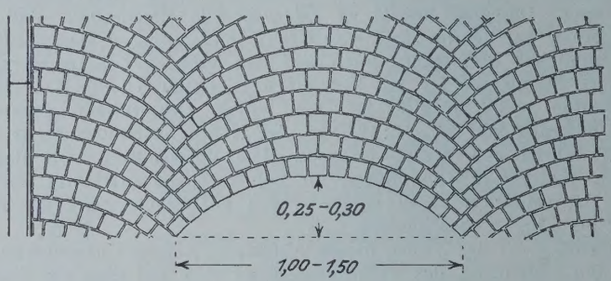
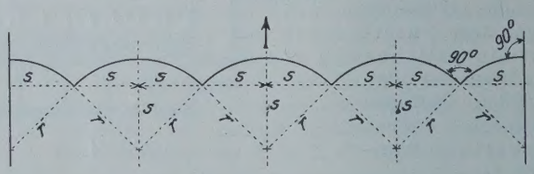


Abb. 4.

Die Pflastersteine sind vor ihrer Verwendung nach Höhe und Breite zu sondern und so zu verteilen, daß die niederen Steine an den Rändern der Straßenfahrbahn, die höheren in ihrer Mitte eingesetzt werden. Wegen der Verwendung der Steine nach ihrer Breite wird unten noch das Nähere bemerkt werden. Für die Anordnung von Kleinpflaster mit einer Steinhöhe von 8 bis 10 cm hat sich das folgende Verfahren vielfach gut bewährt. Es kann deshalb bestens empfohlen werden, zumal sich dabei auch ein besonders gefälliges Aussehen des Pflasters ergibt. Dieses Verfahren besteht darin, daß das Pflaster segmentbogenförmig und mit möglichst engen Fugen, jedoch nicht ganz ohne Zwischenräume verlegt wird (Abb. 4). Die Bogen sind so anzuordnen, daß ihre Sehnen, d. h. die Verbindungslinien ihrer Anfänge, rechtwinklig zur Straßenachse stehen, unmittelbar aneinanderstoßen und ihre Mittelpunkte reihenweise auf Geraden parallel zur Straßenachse liegen. An den beiderseitigen Fahrbahnrändern sollte möglichst mit einem Bogenscheitel begonnen werden, um dort eine gute Befestigung mit breiten Steinen zu erreichen. Die



$2s = 1{,}0$ bis $1{,}5$ m; $r = s\sqrt{2}$

z. B. Straßenbreite $B =$	5,0	5,5	6,0 m
$2s =$	1,25	1,38	1,20 m
$r =$	0,88	0,98	0,85 m

Abb. 5. Steigung der Straße.

Abmessungen und die Anzahl der Bogen richten sich nach der Größe der Steine. Bei einer Höhe der Steine von 8 bis 10 cm sind Bogen mit der Sehnenlänge $2s = 1$ bis 1,5 m (je größer die Steine, desto länger die Sehnen) zweckmäßig (Abb. 5). Die genaue Länge der Sehnen ergibt sich im einzelnen Fall durch Teilung der Fahrbahnbreite nach vorstehendem Gesichtspunkte in eine entsprechende Anzahl Strecken von gleicher Länge ($2s$) bezw. an den Fahrbahnrändern von halber Länge (s). Da die verschiedenen Bogen jeder Reihe gleiche Halbmesser, aber verschiedene Mittelpunkte haben, nimmt der

Abstand zwischen den Kreisbogen von ihrem Scheitel nach den Seiten, d. h. den Sehnenschnittpunkten ab. Daher müssen im Scheitel die breitesten, an den Sehnenschnittpunkten die schmälsten Steine (mit etwa $^2/_3$ der Breite der Scheitelsteine) und dazwischen Steine mit entsprechender Abstufung der Breite verwendet werden. Gleichzeitig sind die Steine in bezug auf ihre Länge derart auszuwählen, daß stets ein genügender Wechsel der radialen Stöße (Verband) erzielt wird.

Dementsprechend sind nach Bedarf in angemessenen Abständen senkrecht zur Fahrbahnachse (Sehnen-) Schnüre zu spannen und diese entsprechend der Fahrbahnbreite zu teilen; in den Teilungspunkten sind parallel zur Fahrbahnachse (also senkrecht zu den Sehnenschnüren) weitere Schnüre zu spannen, und zwar in Höhe der zunächst mit 1,5 bis 2 cm Überhöhung anzulegenden Kleinsteinoberfläche; auf diesen Längsschnüren und an den beiderseitigen Einfassungskanten liegen die Mittelpunkte der herzustellenden Kreissegmentbogen. In der Mitte zwischen den Teilungspunkten für die Längsschnüre (Bogenmittelpunktschnüre) auf der Sehnenschnur schneiden sich die Bogen selbst. Es ist sodann auf der Mittelpunktschnur von der Sehnenschnur weg in der Richtung des Straßengefälls ein halber Sehnenteil (s) abzumessen. Ein Kreisbogen um den Endpunkt dieses Sehnenteils als Mittelpunkt durch den Halbierungspunkt des zwischen zwei Längsschnüren liegenden Stückes der Sehnenschnur ergibt den betreffenden Kleinsteinbogen. Die Bogenstichhöhe ist daher stets Halbmesser (r) weniger halbe Sehnenlänge (s). Durch diese Bogenanordnung ergibt sich die beste Verwendbarkeit der Kleinsteine (nämlich möglichste Beschränkung keilförmiger Radialfugen). Wichtig ist, daß auf Steigungen der Bogenscheitel zu Berg steht. Beim Wechsel von Steigung zu Gefälle stoßen demnach am höchsten Punkte zwei Bogenscheitel zusammen. Die Zwischenräume zwischen den Kleinsteinbogen daselbst sind, ebenso wie beim Wechsel zwischen Gefälle und Steigung am tiefsten Punkte und an den Anschlüssen, regellos möglichst mit Verband auszupflastern. Sinngemäß ist vorzugehen, wenn die Fahrbahnbreite geringfügig schwankt; nur sind dann die Mittelpunktschnüre nicht parallel zur Fahrbahnachse, sondern durch die entsprechenden Teilungspunkte der Sehnenschnüre zu ziehen. Bei großen Breitenschwankungen ist eine passende Änderung der Bogeneinteilung vorzunehmen. Die ersten Bogen sind an der Sehnenschnur im Sand aufzureißen.

Beim Pflastern dürfen die Steine nicht hammerfest eingeschlagen werden. Sie sind vielmehr locker mit 1,5 bis 2 cm Überhöhung über die endgültige Höhe in das vorgerichtete Sandbett zu setzen. Zu niedere oder zu hohe Steine dürfen nicht etwa unter Zugabe oder Herausnahme von Sand aus der Bettung verpflastert werden, sondern sind auszuscheiden, um, soweit möglich, an anderer Stelle zusammen mit Steinen gleicher Höhe Verwendung zu finden. Wenn die Pflasterbahn an ihren beiden Seiten nicht durch besondere Bordsteine (Gossensteine, Kandelsteine oder alte Chaussierung) eingefaßt ist, muß sie durch andere geeignete Mittel, z. B. packlageartige Steine, an den beiden Rändern kräftig verspannt werden. Denn der Bestand einer Kleinpflasterdecke hängt wesentlich davon ab, daß ihre Ränder nicht seitlich ausweichen können. Beim Pflastern ist von der Profillatte (Schablone) ausgiebiger Gebrauch zu machen; auch ist die Bogenform möglichst oft nachzuprüfen. Nach dem Pflastern eines Stücks von etwa 20 m Länge ist das Pflaster mit Sand 2 cm hoch zu überwerfen; der Sand ist mit Besen in die Fugen einzukehren und einzuschwemmen; der noch auf dem Pflaster liegende Sand ist sodann abzukehren, worauf die Pflasterdecke mit einer Handramme von 16 bis 20 kg Gewicht oder mit einer Motorramme mit gleichem Gewicht abzurammen ist. Hierbei muß jeder einzelne Stein gestoßen werden. Dieses Verfahren ist nach Bedarf zu wiederholen. Etwa beim Rammen beschädigte Steine sind auszuwechseln; zu tief sitzende Steine sind auszuheben und höher zu setzen. Nach dem Abrammen ist das Pflaster mit einer dünnen Schicht Sand zu überwerfen, die dann unter reichlicher Wasserzugabe einzuschwemmen ist.

Über die Stärke, die das Sandbett nach Fertigstellung der Pflasterung zwischen der Unterkante des Pflasters und dem Unterbau (Chaussierung) besitzen soll, gehen die Meinungen auseinander. Es erscheint zweckmäßig, die durchschnittliche Höhe des Sandbettes unter dem Kleinpflaster nach der Durchschnittshöhe der Pflastersteine zu richten. Es soll beim fertigen Pflaster nicht weniger als $^1/_4$ und nicht mehr als $^1/_3$ der Höhe der Steine betragen. Bei einer durchschnittlichen Höhe der Kleinpflastersteine von beispielsweise 9 cm sind dies 2,5 bis 3 cm. Da das Pflaster je nach der Korngröße des Sandes unter Berücksichtigung des Abrammens mit 1,5 bis 2 cm Überhöhung anzulegen ist, ergibt sich für die Sandunterlage bei der Pflasterung eine durchschnittliche Höhe von 4 bis 5 cm. Außerdem ist noch Sand zur Ausfüllung der Pflasterfugen notwendig. Zur Berechnung des gesamten Bedarfs an Sand kann deshalb eine Höhe von 7 bis 8 cm zugrunde gelegt werden. Dies gibt für 100 m² Pflaster etwa 7 bis 8 m³ Sand. Auf keinen Fall dürfen die Steine auf dem Unterbau aufsitzen oder eine Sandunterlage von nur 0,5 bis 1 cm haben. Sie werden sonst durch die Stöße der Fuhrwerke beschädigt und schließlich zertrümmert. Auch erschwert eine allzu geringe Höhe des Sandbettes bei späteren Ausbesserungen das Einsetzen neuer Steine an Stelle von abgenutzten. Unter keinen Umständen darf der Pflasterer, um ein genügendes Sandbett zu erzielen, die Steine statt hochkantig flach verpflastern, wie dies oft versucht wird. Die Ausführung der Pflasterarbeiten erfordert eine dauernde aufmerksame Überwachung, wobei namentlich auf den Verband, auf Vermeidung zu großer Fugen, wie sie bei ungeschickter Steinauswahl durch die Pflasterer leicht vorkommen, und auf gutes Rammen gesehen werden muß. Den Pflasterern muß, namentlich wenn sie noch keine große Erfahrung in der Herstellung von Kleinpflaster haben, mit Absteckungen, Höhenangaben usw. gehörig an die Hand gegangen werden. Beim Anschluß von Kleinpflasterstrecken an chaussierte Fahrbahnen empfiehlt es sich, eine Reihe von Großpflastersteinen quer über die Fahrbahn einzulegen. Dabei sind die Anschlußsteine in den Bogenspitzen des Kleinpflasters trapezförmig besonders zu richten und gut zu versetzen (Abb. 6).

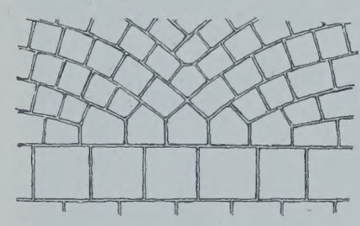


Abb. 6.

Die fortlaufende Beaufsichtigung und Pflege einer fertigen Kleinpflasterbahn ist von besonderer Wichtigkeit. Mindestens einmal im Jahre sollten schadhafte Steine ausgewechselt und eingesunkene Stellen aufgeholt, überhaupt das ganze Pflaster wieder instandgesetzt werden. Geschieht dies von Anfang an, so wird man die Fahrbahn mit geringem Aufwande in gutem Zustande erhalten und großen Schäden am ehesten vorbeugen können. Kleinpflaster soll grundsätzlich mit Steinen derselben Art geflickt werden. Genügende Mengen von Pflastersteinen und Sand zu Ausbesserungen müssen ständig vorrätig gehalten werden. Andere Arten des Ausflickens, etwa mit Grus, Teermakadam usw., sind unzweckmäßig.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Tanna-Tunnel bei Atami in Japan.

Die Atami-Bahn.

Von Regierungsbaumeister **Briske**, Siemens-Bauunion, Niederlassung Tokyo.

(Schluß aus Heft 44.)

Das ausgebrochene Gestein und die Tunnelbaustoffe werden mit Bauzügen unter dreigleisigem Ausbau auf den fertigen Tunnelstrecken gefördert. Abb. 14 u. 15 zeigen die Gleisanlagen bei den Tunnelportalen. Die Spurweite beträgt 750 mm.

Zur Tunnellüftung dienen auf jeder Tunnelseite Ventilatoren von 75 PS mit je 43 m³/Min. Leistung. Außerdem sollen noch zwei elektrisch angetriebene Turbokompressoren eingebaut werden.

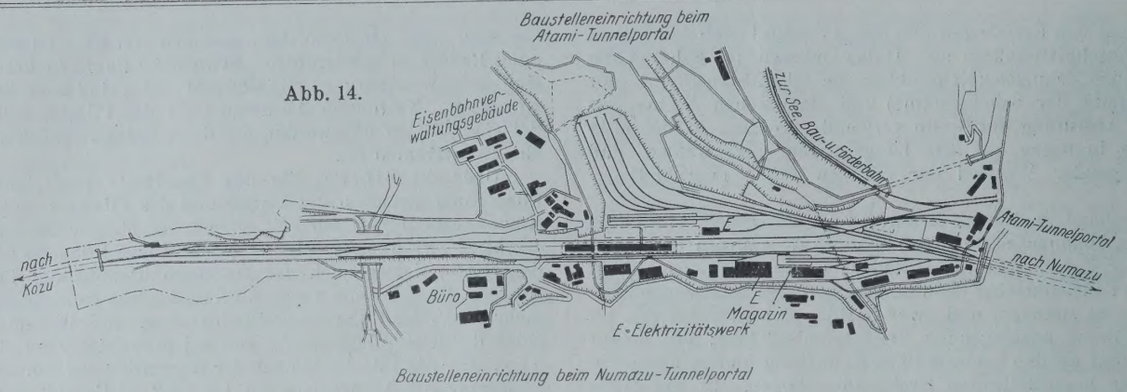
Für die Entwässerung war ursprünglich ein Kanal von 70 cm Breite und 40 cm Tiefe vorgesehen, der bis zur Fertigstellung des Tunnels in Holz gezimmert, später durch Betonausmauerung ersetzt werden sollte. Für die Atami-Seite sind diese Abmessungen ausreichend. Bei dem gewaltigen Wasserandrang der Numazu-Seite muß man jedoch während des Baues einen besonderen Entwässerungsstollen vortreiben. Für den endgültigen Tunnel ist ein größerer Sohlenkanal vorgesehen, dessen Abmessungen später festgelegt werden sollen, wenn man den bisher fehlenden Überblick über den dauernden Wasserabfluß gewonnen haben wird.

Arbeitsfortschritt und außergewöhnliche Erschwerungen.

Die folgende Tafel kennzeichnet den Arbeitsfortschritt für Stollenvortrieb und für Fertigstellung des Tunnels:

	Sohlstollen		Ausmauerung	
	Atami-Seite	Numazu-Seite	Atami-Seite	Numazu-Seite
1918	194 m	114 m	—	—
1919	496 „	590 „	88 m	31 m
1920	685 „	685 „	174 „	416 „
1921	53 „	112 „	122 „	403 „
1922	23 „	15 „	545 „	540 „
1923 bis Nov.	481 „	128 „	365 „	101 „
1924	650 „	324 „	625 „	0 „

Abb. 14.



Baustelleneinrichtung beim Numazu-Tunnelportal

Abb. 15.

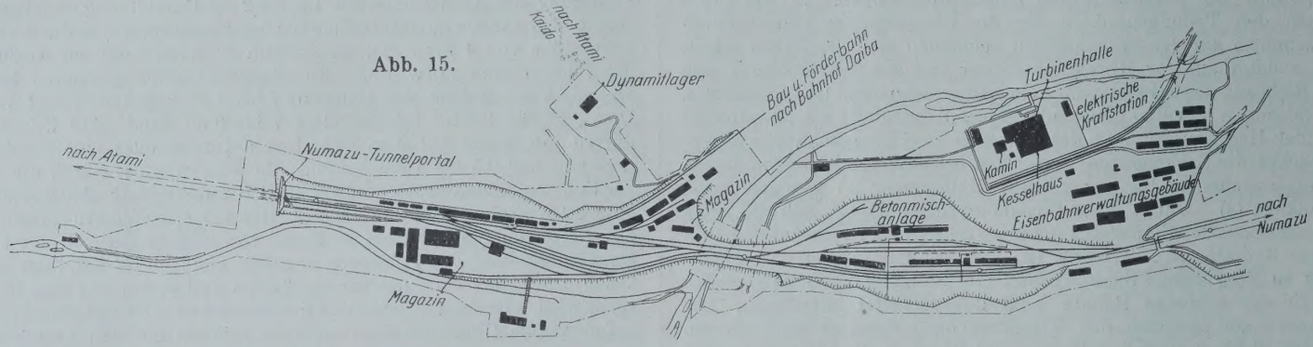


Abb. 16. Großer Wasserandrang im Vortriebstollen bei einem Verwerfungsspalt an der Atami-Seite.

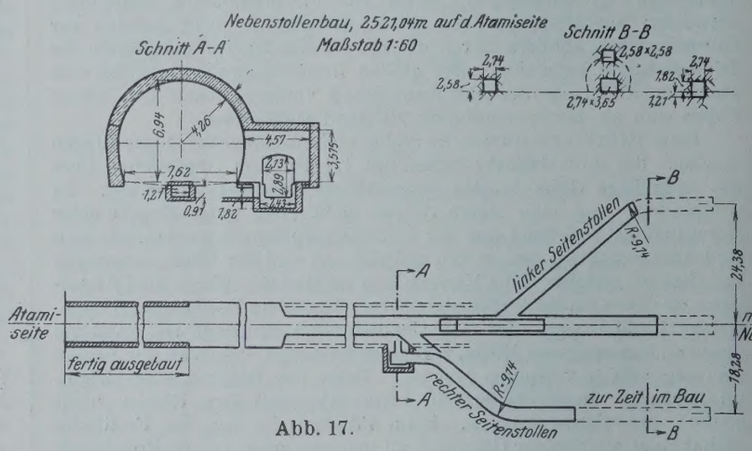


Abb. 17.

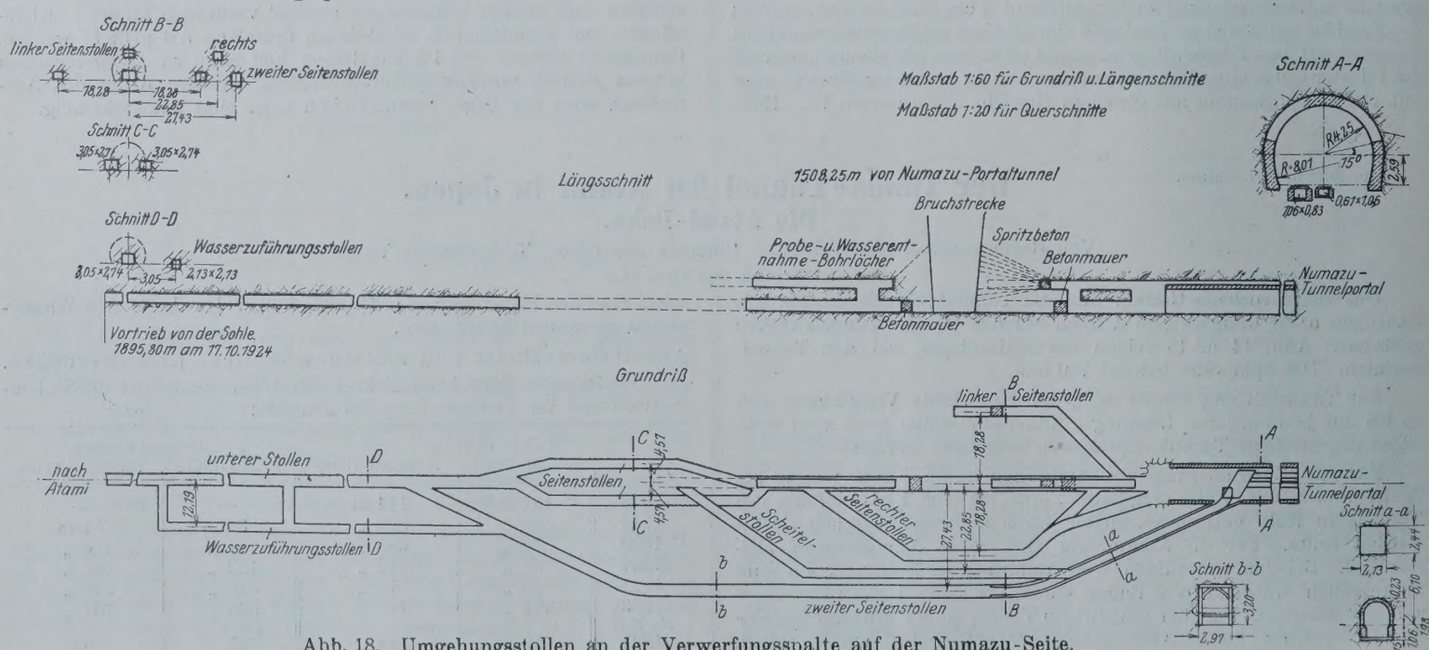


Abb. 18. Umgehungsstollen an der Verwerfungsspalte auf der Numazu-Seite.

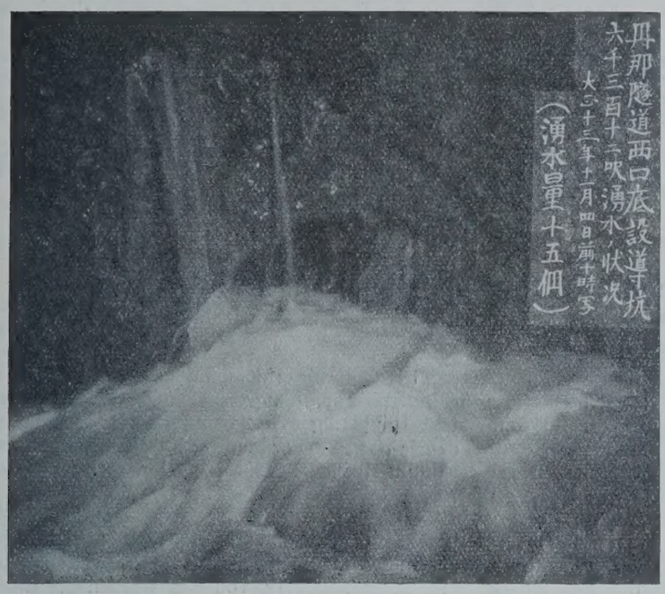


Abb. 19. Wasserandrang beim Vortrieb an der Verwerfungsspalte auf der Numazu-Seite.

Abb. 20. Vortrieb an der Verwerfungsspalte auf der Numazu-Seite. Starker Wasserandrang.

Auf der Atami-Seite war der Baufortschritt anfangs, da nur Handarbeit, nur 0,6 m täglich. Er stieg alsdann im Jahre 1920 nach voller Inbetriebnahme der maschinellen Einrichtungen auf 1,5 m täglich.

Im April 1921 hemmte ein schwerer Unfall den Baufortschritt. 300 m vom Tunnelportal entfernt brach, als man eben mit der Ausmauerung begonnen hatte, die Zimmerung auf 40 m Länge ein, wobei 16 Arbeiter tödlich verunglückten, 17 weitere Arbeiter eingeschlossen wurden und erst nach acht Tagen befreit waren. Die Ursache des Einsturzes war vermutlich, daß das feste Gestein, durch das der Tunnel vorgetrieben war, unmittelbar über dem Tunnelscheitel von sehr weichem Gestein überlagert war, so daß die dünne Schale harten Gesteins, die anfangs noch trug, beim Umsteifen der Zimmerung überlastet wurde, zusammenbrach und die Zimmerung mit zertrümmerte. Die Wiederherstellungsarbeiten hielten mehr als ein Jahr auf. Eine vor wenigen Wochen angetroffene Verwerfungsspalte mit starkem Gebirgsdruck und großem Wasserzudrang (Abb. 16) bereitete neue Schwierigkeiten. Ein Versuch, durch einen Umgehungsstollen (Abb. 17) die Spalte zu durchteufen, schlug fehl, jedoch mit einem weiteren Umgehungsstollen (Abb. 17) gelang es, die Spalte zu durchdringen. Man beabsichtigt nunmehr, vom Umgehungsstollen her den Hauptstollen rückwärts bis zu der Gefahrstelle vorzutreiben.

Auf der Numazu-Seite ging die Arbeit bis Ende 1920 glatt voran, anfangs langsam mit Handarbeit, später mit maschinellem Vortrieb bis zu 2,1 m täglich. Im November 1920 gab es jedoch außerordentlichen Wasserandrang bei sehr starkem Gebirgsdruck. Der Arbeitsfortschritt sank auf 0,5 m täglich. Um hydrologische Untersuchungen vorzunehmen, wurde der Vortrieb Ende Januar 1921 ganz unterbrochen und erst im Januar 1922 wieder aufgenommen.

Abb. 21. Stollenvortrieb an der Verwerfungsspalte auf der Numazu-Seite.

Von da an gab es eine Kette von Unglücksfällen. Im Februar 1922 brach infolge übermäßigen Gebirgsdrucks die Zimmerung des Sohlstollens 1500 m vom Tunnelportal entfernt auf eine Länge von 3 m ein. Trotz Eisenzimmerung wurde man der Unfallstelle nicht Herr. Im November 1922 stürzte 1493 m vom Tunnelportal entfernt, also fast an der gleichen Stelle, auch die Zimmerung des Firststollens zusammen. 700 m³ Felsgestein mußten hinweggeräumt werden, wozu 82 Tage nötig waren.

Abb. 18 zeigt die zur Überwindung der Gefahrstelle getroffenen Maßnahmen. Auf Grund von Versuchsbohrungen wurde festgestellt, daß es sich um eine mit losen Schuttmassen ausgefüllte Verwerfungsspalte handelte.

Im November 1923 versuchte man die gefährliche Spalte durch einen Umgehungsstollen zu überwinden, wurde aber der Schwierigkeiten des Gebirgsdrucks und der Wassereinbrüche nicht Herr. Dagegen gelang es nach einiger Mühe, mit einem auf der Nordseite im Januar 1923 in Angriff genommenen Umgehungsstollen durch die Gefahrzone hindurchzukommen. Im Juli 1923 kam man mit dem Umgehungsstollen wieder bis zur Tunnelachse vor, trieb nun den Hauptsohlstollen von rückwärts vor und stellte im Januar 1924 die Verbindung mit dem vom Portal her vorgetriebenen Stück wieder her.

Am 14. Februar 1924 gab es an derselben Unglückstelle zum dritten Male einen Unfall, und zwar von besonderer Schwere: bei Verstärkungsarbeiten der Zimmerung des Sohlstollens brach die Zimmerung aufs neue zusammen. 16 Arbeiter wurden unter den Trümmern begraben. 3700 m³ Gestein und gewaltige Wassermassen brachen ein.

Von nun an ging man mit besonderer Vorsicht zu Werke: Man brach zunächst einen weiteren Umgehungsstollen durch, Ausmaß 1,9×2,1 m, dessen Sohle 1,2 m unter der Sohle des Haupttunnels liegt, so daß der Umgehungsstollen zugleich zur Entwässerung dient. Dieser Entwässerungsstollen wurde im Mai 1924 vollendet, ferner wurde im Juni 1924 auch ein Umgehungsfirststollen fertiggestellt. Inzwischen geht der Tunnelvortrieb jenseits der Unfallstelle ohne wesentliche Unterbrechung weiter trotz erheblichen Wasserandranges. Eine einzige Quelle brachte eine Wassermenge von 400 l/Sek. (Abb. 19).

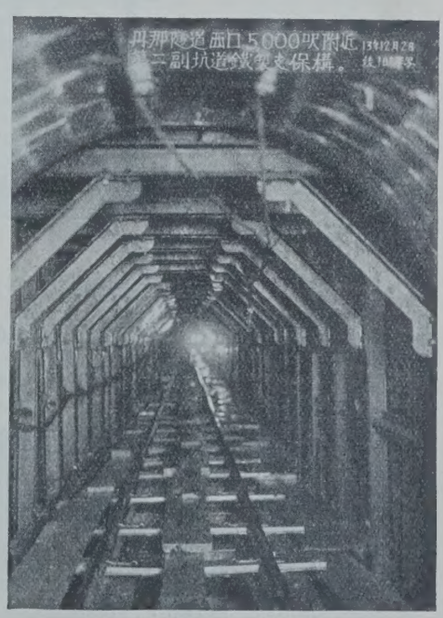


Abb. 22. Stollenvortrieb an der Verwerfungsspalte auf der Numazu-Seite.

Der Entwässerungsstollen wird bis auf weiteres ebenfalls weiter vorgetrieben. Der aus Abb. 18 ersichtliche Versuch, zwei seitliche Sohlstollen statt eines mittleren Sohlstollens vorzutreiben, wurde als nutzlos wieder aufgegeben, da die Hoffnung, auf diese Weise der Wasserschwierigkeiten besser Herr zu werden, sich nicht erfüllte. Abb. 20, 21 u. 22 zeigen weitere Einzelheiten.

Besonderes Interesse bieten die zurzeit in Vorbereitung befindlichen Maßnahmen, mit der Unglückstelle endgültig fertig zu werden. Über Erfolg der Maßnahmen hofft Verfasser später berichten zu können.

Für die Erläuterung der Tunnelausführungen und die Überlassung der Unterlagen für die Veröffentlichung bin ich Herrn Baudirektor Hatta, Dezernent für Eisenbahnneubauten im Eisenbahnministerium, Herrn K. Kusuda, Leiter der Bauabteilung Atami, sowie Herrn Hashimoto, Leiter der zuständigen Entwurfsabteilung im Eisenbahnministerium, zu besonderem Dank verpflichtet.

Auch Herrn Oberingenieur Totake der Tokyo-Untergrundbahn-Gesellschaft spreche ich meinen besten Dank für freundliche Hilfe bei Übersetzung der Unterlagen aus dem Japanischen aus.

Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Ernst Gaber**, Karlsruhe.

(Fortsetzung aus Heft 46.)

3. Bonito.

(Angekaufter Entwurf). Dortmunder Union Züblin, Stuttgart, Arch. Dipl.-Ing. Seztter und Schuhmacher, Stuttgart.

Diese Arbeit verdient besondere Beachtung als ein wohlgelungener Versuch, alle eisernen Haupttragteile grundsätzlich unterhalb der Fahrbahn zu halten. Daß dabei die Brückenfahrbahn trotzdem nur durch eine Rampe 1 : 60 um 63 cm gegenüber dem Ausschreiben gehoben werden mußte, wird dadurch ermöglicht, daß der Verfasser die Normalgliederung in Hauptträger, Längsträger und Querträger vermeidet und dafür acht Hauptträger unter der Fahrbahn und zwei Hauptträger unter dem Gehweg anordnet. Die Höhe der einwandigen Blechträger schwankt in der Mittelöffnung von 80 m Stützweite zwischen $2{,}50 = \frac{80}{37}$ und $3{,}80 = \frac{80}{21}$ m, wobei die Blechstärke bei einer Trägerhöhe bis 3 m 10 mm, darüber hinaus 12 mm beträgt. Die Blechträger ragen ohne Zwischengelenke auch über die 58,5 m weiten Seitenöffnungen hinweg. In Längsabständen von 6 m werden die Einzel-

[1] Von diesem Aufsatz erscheint demnächst im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66, ein Sonderdruck. Geh. 2,40 R.-M.

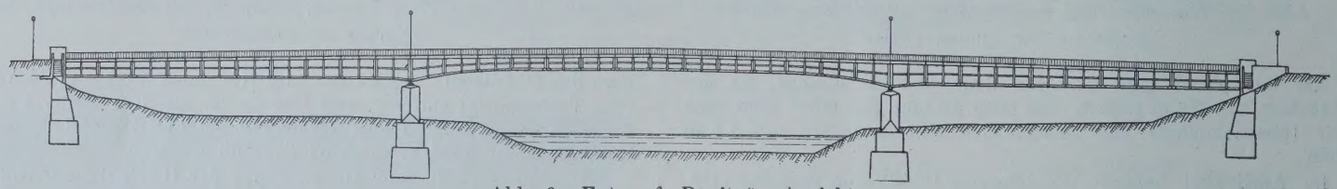


Abb. 6. Entwurf „Bonito". Ansicht.

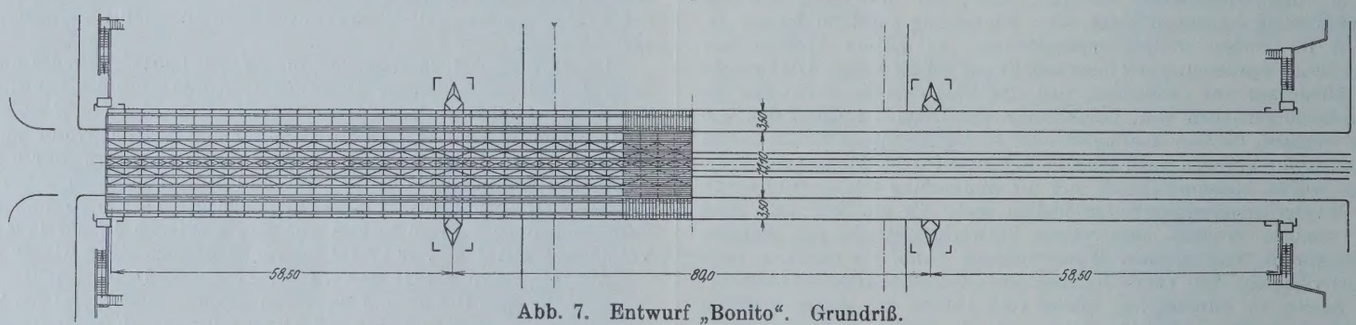


Abb. 7. Entwurf „Bonito". Grundriß.

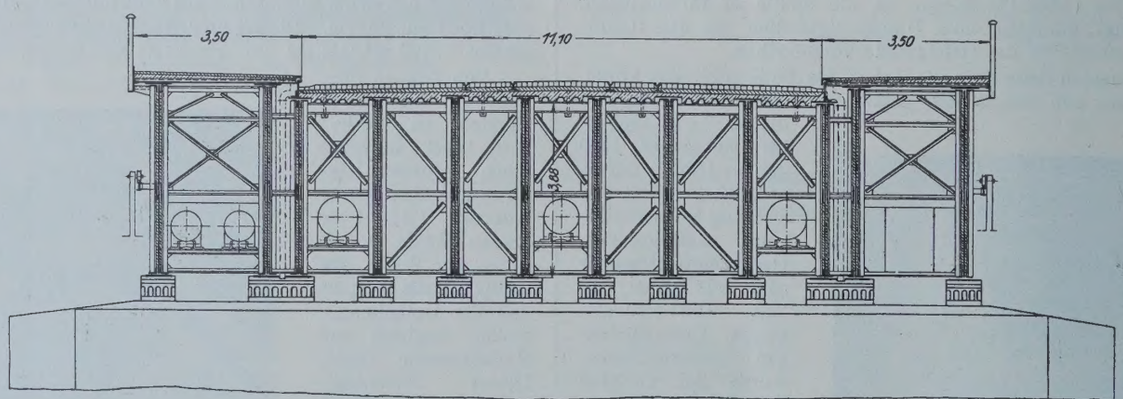


Abb. 8. Entwurf „Bonito". Querschnitt vor dem Pfeiler.

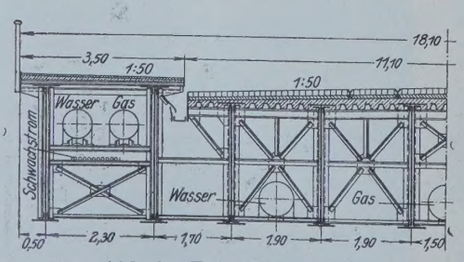


Abb. 9. Entwurf „Bonito".
Trennung von Gehweg und Fahrbahn.
Querschnitt durch die Mittelöffnung. 1. Vorschlag.

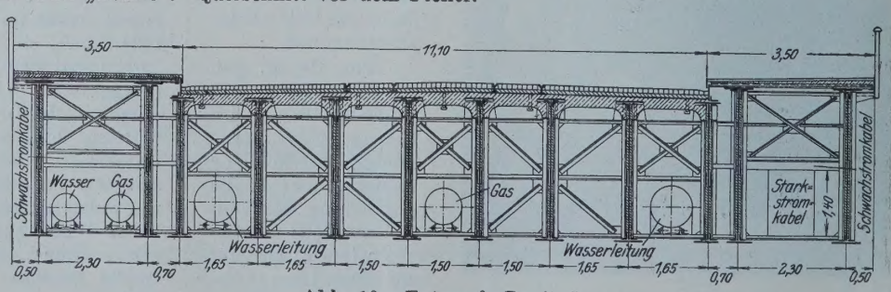


Abb. 10. Entwurf „Bonito".
Querschnitt durch die Seitenöffnung.

träger durch starke Querverbände miteinander verbunden, damit sie auch bei einseitiger Verkehrslast sich alle am Tragen beteiligen.

Die größte Durchbiegung der Mittelöffnung beträgt bei St 37 88 mm, d. i. $\frac{l}{900}$, die größte Durchbiegung der Seitenöffnung 56 mm, d. i. $\frac{l}{1050}$. Bei Verwendung von St 48 sind die Werte $115 = \frac{l}{700}$ und $73 = \frac{l}{795}$ mm.

Der Vorteil der Wahl der größeren Anzahl von Einzelträgern ganz unter der Fahrbahn für eine spätere Verbreiterung der Brücke muß anerkannt werden.

Innerhalb dieses Rahmens liegen zwei durchgearbeitete Lösungen vor. Das eine Mal sind die Gehweghauptträger scharf getrennt von den Fahrbahnhauptträgern, das andere Mal erstreckt sich der Querverband über alle Hauptträger. Durch die völlige Abtrennung der Fahrbahn von den Gehwegen sollen auch die von dem Lastverkehr hervorgerufenen Schwingungen von den Gehwegen ferngehalten werden. Außerdem ist untersucht worden, ob eine geringere Anzahl von Hauptträgern unter der Fahrbahn, bis herab zu vier, eine Gewichtsersparnis bringt.

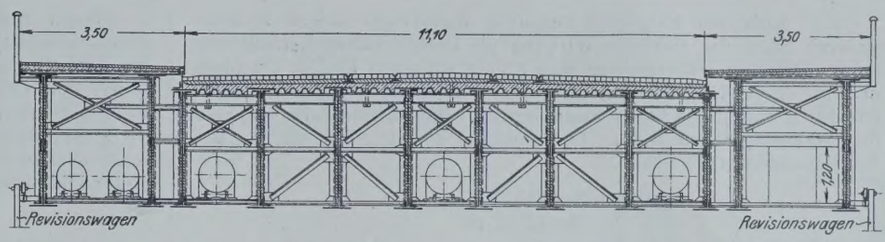
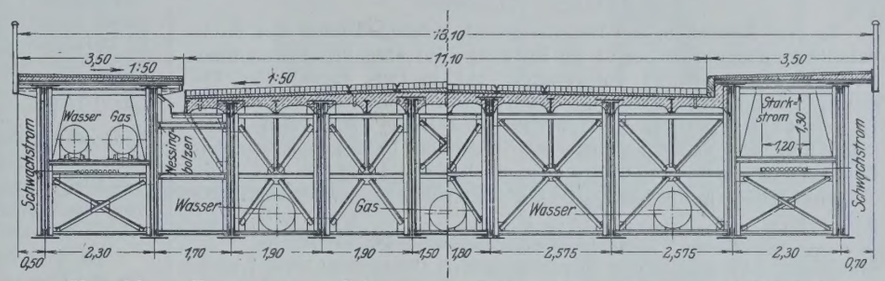


Abb. 11. Entwurf „Bonito". Querschnitt durch die Mitte der Mittelöffnung.



1. Vorschlag. Trennung von Gehweg und Fahrbahn. 2. Vorschlag. Gehweg und Fahrbahn zusammengelegt.

Abb. 12. Entwurf „Bonito". Querschnitte durch die Seitenöffnung.

Der Windverband in der Ebene des Untergurts erstreckt sich bei dem preisgekrönten Entwurf nur über die inneren sechs Hauptträger, während die äußeren Hauptträger sich gegen diesen durch Querriegel abstützen.

Die Fahrbahnplatte wurde wegen der Verkehrsstöße absichtlich schwer ausgebildet. Sie ist in den Seitenöffnungen eine massive Eisenbetonplatte, in der Mittelöffnung aber, um das Gewicht nicht allzugroß zu haben, aus Zoreseisen, die 5 cm überbetoniert sind, hergestellt.

Die konstruktive Durchbildung der Entwässerung usw. ist sorgfältig in Einzelskizzen gegeben.

Gründung: Als wirtschaftlichste Gründung wird Brunnengründung mit Wasserhaltung vorgeschlagen.

Als Eigengewicht wird glaubhafterweise angegeben: St 37 1995 t oder bei St 48 für die Hauptkonstruktion und St 37 für die Nebenkonstruktion 1725 t, dazu 135 t Stahlguß für die Lager.

Für die Montage werden feste Rüstungen vorgeschlagen, wobei aber die einzelnen Turmpfeiler der Unterrüstung in dem Flußbett so weit auseinandergestellt werden, daß in der Mittelöffnung nur vier Montagestöße und in jeder Seitenöffnung nochmals zwei Montagestöße entstehen. Die etwa 20 m langen Hauptträgerteile werden durch einen besonderen Montagewagen frei von Turmpfeiler zu Turmpfeiler vorgebaut.

Die Formgestaltung, besonders der Strompfeiler, entspricht nicht ganz der eleganten Linienführung des Eisenbaues.

4. Freier Blick II.

In dem Bestreben, alle Hauptträgerteile unter die Fahrbahn zu legen, kam der Verfasser auf die eigenartige Lösung durchlaufender Blechbalken gleicher Höhe, wobei er die Steigungsbedingungen des Wettbewerbs voll eingehalten hat. Unter der eigentlichen Fahrbahn liegen elf, unter jedem Gehweg drei Hauptträger, die in beiden Seitenöffnungen 59 m, in der Mittelöffnung 80 m Stützweite haben. Sämtliche Hauptträger unter der eigentlichen Fahrbahn haben in dem Ober- und in dem Untergurt je eine Gurtplatte gemeinsam, die über die ganze Fahrbahn hinwegläuft. Die drei Hauptträger unter dem Gehweg haben nur in dem Obergurt eine gemeinsame Gurtplatte. So bilden alle Träger unter der Fahrbahn wie unter jedem Gehweg zusammen einen mehrstegigen breiten Kastenträger.

Die Stegblechhöhe der einwandigen Blechträger beläuft sich auf $1{,}80\text{ m} = \frac{80}{44{,}5}$. Entsprechend den wechselnden Größtmomenten sind einzelne schmale Gurtplatten zu der durchgehenden Hauptgurtplatte nach Bedarf hinzugefügt. Der Grundquerschnitt für alle mittleren Fahrbahnträger mit Stegblech, vier Gurtwinkeln und je einer über die ganze Fahrbahnbreite durchlaufenden Gurtplatte, schafft einen allseits geschlossenen Blechkasten unter der Fahrbahn. Da die seitlich liegenden Fußwegträger aber unten offen bleiben und die Rohrleitungen hier untergebracht sind, bietet die Unterhaltung der Leitungen keine Schwierigkeiten.

Die Hauptträger sind in Längsabständen von 4,50 m durch vollwandige Querverbindungen aus Stegblechen und Gurtwinkeln kräftig miteinander verbunden und werden auch bei einseitiger Auflast zum gemeinsamen Tragen gezwungen. In 1,50 m Abständen sind außerdem nochmals einfache Querverbindungen eingebaut.

Das Innere des Blechkastenträgers ist im allgemeinen durch Öffnungen in den Außenträgern der Mittelöffnung durch verschließbare Einsteigöffnungen zugänglich gemacht. Auch die vollwandigen Querverbindungen haben solche Mannlöcher. Durch den vollständigen Abschluß des Blechkastens sollen die Unterhaltungskosten „nahezu auf ein Nichts" heruntergedrückt werden.

Die Fahrbahn ist in einfacher Weise so ausgebildet, daß unmittelbar über der durchlaufenden Gurtplatte eine Betonschicht von 17 cm in der Mitte und 7 cm Stärke unter dem Randstein aufgebracht wird, die die übliche Fahrbahnhaut trägt. Ähnliche Ausbildung hat der Gehweg. Zunächst weckt diese Verwendung eines Haupttraggliedes als Fahrbahnbestandteil einige Bedenken.

Die Konstruktion wurde sowohl für St 37 wie für St 48 berechnet, wobei vorgeschlagen wird, u. Umst. mit der Stoßziffer wegen der großen Steifigkeit der Brücke etwas herabzugehen. Die Seitenöffnung biegt sich um $83\text{ mm} = \frac{l}{820}$, die Mittelöffnung um $110\text{ mm} = \frac{l}{720}$ durch.

In St. 37 beträgt das Gesamtgewicht einschließlich der Lager 2500 t. Dieses hohe Gewicht wird aber nach Ansicht des Verfassers ausgeglichen durch den bei der einfachen Herstellungsweise der Konstruktion möglichen niedrigen Einheitspreis. In St 48 würde das Gewicht sich nur um 16,3 % auf 2150 t ermäßigen, da das Stegblech schon bei St 37 in seiner Mindeststärke gewählt worden ist.

Gründung: Pfeiler und Widerlager sollen mit Druckluft gegründet werden.

Die Montage soll von festen Gerüsten aus stattfinden.

Auch hier ist es dem Architekten nicht gelungen, die in eisenbautechnischer Art beachtenswerte Durchbildung auch bei den Strompfeilern und bei den anderen Unterbauten mit gleichem Erfolge durchzuführen. Die Unterbrechung der durchgehenden Blechwand durch den zwecklosen Steinaufbau auf den Strompfeilern schadet der Ansicht.

5. Frei von Formalismus.

Der zwischen Gehweg und Fahrbahn liegende Hauptträger ist ein eiserner Dreigelenkbogen, der nach den beiden Seitenöffnungen auskragt und zwischen den Widerlagern und diesen Kragarmen Hängeträger hat. Um ein günstiges Pfeilverhältnis und genügende Konstruktionshöhe zu erhalten, ragt der doppelwandige Blechträger 1 m über die Fahrbahn hinaus. Der Gehweg ist jedoch in Höhe des Obergurts angeordnet. Die Spannweite der Mittelöffnung beträgt 98,64 m; jede Seitenöffnung hat genau die Hälfte hiervon 49,32 m. Der Untergurt senkt sich von der Mitte gegen die Flußpfeiler in flachem Polygonenzug ab und taucht tief ins Hochwasser ein. Die Fahrbahntafel besteht aus einer durchlaufenden Eisenbetonplatte.

Der Kastenquerschnitt des Hauptträgers hat zwei 72 cm voneinander entfernte Stegbleche. Der Obergurt ist 1 m breit.

Für die Eisenkonstruktion wird berechnet: 1700 t bei Verwendung von St 37, 1420 t bei Verwendung von St 48, dazu jeweils 110 t für die Lagerkörper.

Die unter der Fahrbahn liegenden Blechträger zeigen in ihrer äußeren Form die statische Wirkung als Dreigelenkbogen nicht und haben über den Mittelpfeilern eine plump wirkende Fläche, die nicht nur das Auge stört, sondern auch den Wasserabfluß stark behindert. Die durch einseitigen Schub stark beanspruchten Mittelpfeiler erhöhen die Baukosten beträchtlich. Das gewählte System nützt die Vorteile des Baustoffes nicht aus.

II. Gruppe.

1. Baustahl 48.

(Zweiter Preis.) Dipl.-Ing. A. Lorentz, Architekt A. Müller, L. Rüsinger, Mannheim.

In dem Bestreben, das Haupttragwerk möglichst unter der Fahrbahnfläche anzuordnen, sieht der Entwurf zwei über drei Felder ohne Gelenke durchlaufende, vollwandige, aus je zwei Stegblechen bestehende Hauptträger vor, die eine Stegblechhöhe von 3 m haben. In der 102,70 m weiten Mittelöffnung wird jeder Hauptträger durch einen über der Fahrbahn liegenden, nach der Parabel gekrümmten Druckbogen verstärkt. Der Druckbogen hat eine Pfeilhöhe von 13 m, also ein Pfeilverhältnis von 1/7,9. Die Trägerhöhe in der Seitenöffnung von 47,40 m Stützweite ist $\frac{l}{16}$, in der Mittelöffnung aber nur $\frac{l}{34}$. Der Stabbogen hat auch einen doppelwandigen Querschnitt von 1,10 m hohen Stegblechen und gibt durch seine geringe Ansichtsfläche der Gesamtbrücke ein leichtes und elegantes Aussehen, das durch das Herunterziehen des Untergurts des Versteifungsträgers über den Flußpfeilern, wo seine Blechträgerhöhe auf 3,70 m anwächst, noch gesteigert wird.

Der Vorteil dieses Entwurfs gegenüber anderen ähnlichen Lösungen liegt darin, daß er die Hauptmaße des Eisens nicht in den Druckbogen, sondern in den Versteifungsbalken gelegt hat und dadurch den Umfang und die Schwere der über der Fahrbahn liegenden Konstruktionsglieder möglichst beschränkt hat. Leider wird dieser Gewinn wieder zum Teil dadurch aufgehoben, daß aus übertriebener Rücksicht auf den Querverkehr[1]) die Hauptträger ganz außerhalb der Fahrbahn angeordnet sind, wodurch nicht nur 19 m weit gespannte, sehr schwere Querträger nötig werden, sondern auch ein außerordentlich drückend wirkender Windverband mit 25 m langen Windstreben zwischen den beiden Druckbogen hoch über der Fahrbahn angeordnet werden muß. Diesen Nachteil hat der Verfasser wohl selbst empfunden und deshalb in einer Variante an Stelle des aus gegliederten Fachwerkstäben bestehenden normalen Windverbandes eine Lösung gesucht, die die Windstreben vermeidet, dafür aber biegefeste und in den Ecken ausgesteifte, vollwandige Querriegel vorschlägt.

Die Blechträger ragen an Stelle eines Geländers 1 m über die Fahrbahn hinaus, so daß sie die wasserpolizeilichen Vorschriften streng einhalten können.

Das Fahrbahngerippe besteht aus Längsträgern und Querträgern, worüber eine von Randstein zu Randstein durchgehende Eisenbetonplatte liegt. Die Flanschen der aus I-Eisen bestehenden Längsträger sind mit einbetoniert, wodurch natürlich die Unterhaltung der Fahrbahn erleichtert, dafür aber auch das tote Gewicht vermehrt wird. Über der Fahrbahnplatte ist eine sorgfältige Isolierung ausgebreitet, und darauf ruht das Holzpflaster.

Sämtliche Leitungen und Kanäle sind unter den Gehwegen, wo überschüssige Querträgerhöhe bei verhältnismäßig kleinem Biegemoment zur Verfügung steht, in zugänglichen Kanälen untergebracht.

Der Hauptblechträger, dessen Höhe von 3 m auf 3,70 m anwächst, hat einen 90 cm breiten Obergurt und einen lichten Abstand der beiden Stegbleche von nur 50 cm, der für die Unterhaltungsarbeiten wohl keinen genügenden Arbeitsraum bietet und größer sein müßte.

Das Eisentragwerk der Haupt- und Querträger soll hochwertiger Baustahl St 48, der übrigen Teile jedoch Flußstahl St 37 sein.

Bei dem großen Abstande der Hauptträger von 19 m wurde jeder Pfeiler zur Kostenersparnis in zwei Teile aufgelöst, deren jeder auf einem Senkbrunnen ruht.

Bei den Mittelpfeilern wird über den Senkbrunnen die Lücke zwischen den beiden Pfeilerteilen durch zwei Betonwände mit Querversteifungen ausgefüllt, um in den Wasserabfluß einen allseits geschlossenen Körper zu stellen.

Der Entwurf entspricht dem schon im Jahre 1913 vom Städtischen Tiefbauamt unter dessen inzwischen verstorbenem Vorstande Stauffert aufgestellten Brückenentwurf. Aus der genauen Ortskenntnis heraus entsprang auch wohl der Vorschlag, auf der linken Neckarseite die Stützmauer nicht in die Flucht der heutigen Dammkrone zu stellen, wobei eine Reihe schöner alter Bäume hätte beseitigt werden müssen, sondern längs dieser Baumreihe in heutiger Höhe einen 4,50 m breiten Spazierweg zu erhalten und hinter diesem erst die Stützmauer für die Auffahrtrampe hochzuführen.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 39.

Wenn man nicht die Forderung stellt, bei dieser städtischen Flachlandbrücke jedes Tragglied über der Fahrbahn zu vermeiden, so stellt der Entwurf, von allen Entwürfen mit untenliegender Fahrbahn, wohl die passendste Lösung dar. Durch die im übrigen leicht durchführbare Einschränkung der Hauptträgerentfernung von 19 m auf 13 m hätte nicht nur eine bedeutende Kostenersparnis erzielt, sondern auch dem oberen Windverbande viel von seiner Schwere genommen werden können.

2. Freier Blick I.

Der außen liegende Hauptträger besteht aus einem vollwandigen Gerberträger, der in der gelenklosen Mittelöffnung zur Entlastung einen Druckbogen erhält. Der Obergurt des Versteifungsträgers liegt in Geländerhöhe. Die Öffnungen betragen 46,2, 105,6, 46,2 m. Der Stabbogen der Mittelöffnung ist eine Parabel, die sich im Scheitel nur $10{,}80 = \frac{105{,}60}{9{,}7}$ m über die Mittelachse des Versteifungsträgers erhebt und sehr gedrückt wirkt. Der Versteifungsträger hat in den Seitenöffnungen und in der Mitte eine Höhe von 3 m, die nur über den Pfeilern auf 4 m anwächst. In den Seitenöffnungen liegen 12,80 m von den Strompfeilern entfernt Gelenke. Als Entfernung der Hauptträger werden 19 m gemessen.

Es wird berechnet ein Eisenaufwand von 2620 t, dazu noch 80 t für die Lager.

Der zu flache Stabbogen wird über den Strompfeilern durch große Knotenbleche und Winkel angeschlossen. An dem Entwurf ist beachtenswert das Auflösen des oberen zwischen den beiden Stabbogen liegenden Windverbandes in zwei Parallelfachwerkträger, indem zwei besondere Windgurte angeordnet werden. Dadurch erhält der hochliegende Windverband ein leichteres Aussehen.

3. Neckar.

Es wird die Mittelöffnung durch einen hochaufragenden 98,60 m weiten Bogen und jede Seitenöffnung durch einen damit biegefest verbundenen tiefliegenden Kragarm von 49,3 m Länge ohne Zwischengelenk überbrückt. Der Hauptträger liegt zwischen der Fahrbahn und dem Gehweg. Der Bogen erhebt sich in der Mitte 12 m über die Fahrbahn. Die Hauptträger in den Seitenöffnungen ragen 50 cm über den Gehweg hinaus.

Die Aufteilung der Stützweiten ist wesentlich besser als vorhin, und die statisch unbestimmte Lagerung ist unbedenklich. Aus berechtigten Schönheitsrücksichten beschränkt sich der Windverband zwischen den Bogen auf vier Querriegel.

4. Freie Bahn II.

Um für den Querverkehr freie Bahn zu schaffen, werden die beiden Hauptträger außerhalb angeordnet. Der mittlere Blechbogen mit der ungewöhnlich großen Spannweite von 116 m kragt nach den beiden Seiten nur um 8 m über und hat ein Zugband; in den Seitenöffnungen schließen Hängeträger von 32 m Länge an und sind als Blechträger ausgebildet. Die Fahrbahn ist an elf Hängestangen aufgehängt und besteht aus Belageisen und Bimsbeton. Der Bogenscheitel liegt $14{,}50 = \frac{116}{8}$ m über der Fahrbahn und ist nur 1,30 m stark.

Der Entwurf ist bei der getroffenen Aufteilung der Stützweiten und der Außenlage der Hauptträger unwirtschaftlich.

5. Blechbogen.

Der über der Fahrbahn liegende vollwandige Zweigelenkbogen mit Zugband über 100 m kragt nach beiden Seiten 8,25 m aus.

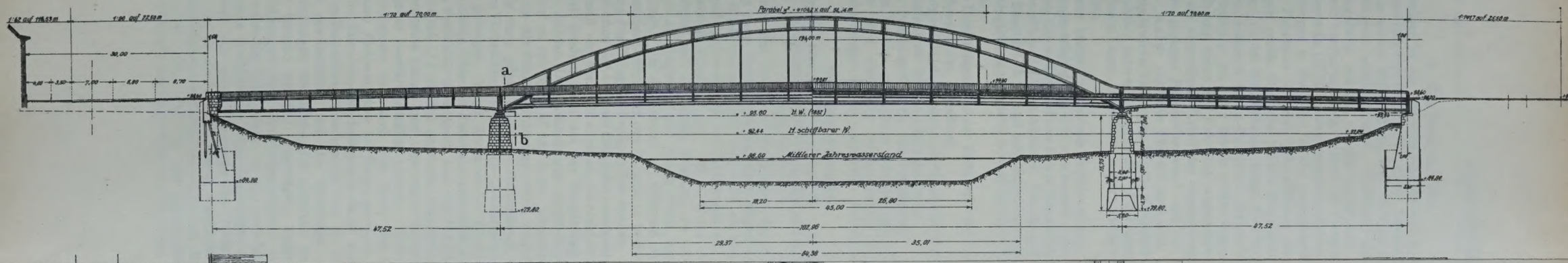
Um die Konstruktionshöhe für den eingehängten Blechträger in den Seitenöffnungen recht gering zu halten, sieht dieser Entwurf auch von den Endwiderlagern einen 8,25 m weit gespannten Kragträger vor, der hinter dem Widerlager ein schweres Gegengewicht von 8,50 m Länge aus Beton erhält. Die Hauptträger liegen zwischen Fußweg und Fahrbahn und haben 13,30 m Abstand. Der Abstand der Querträger beträgt 6,25 m, der der Längsträger 1,82 m.

Der Bogenquerschnitt ist kastenförmig, innen 60 cm weit und nimmt in der Höhe von 260 auf 200 cm ab. Der Hängeträger hat eine Stegblechhöhe von $250 = \frac{32{,}30}{9{,}25}$ cm und ist ähnlich wie der Bogenquerschnitt ausgebildet.

Die Brückenfahrbahn aus Buckelplatten erspart den Windverband in ihrer Ebene. Der eingehängte Träger ruht auf einem festen und auf einem aus einer einzelnen Stelze bestehenden, beweglichen Lager. Als Baustoff ist St 48 vorgeschlagen. Es scheint zweifelhaft, ob die Anordnung von Gegengewichten wirtschaftlich ist, zumal die Begrenzung der Konstruktionshöhe in den Seitenöffnungen durch äußere Verhältnisse nicht bedingt ist.

Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim.

Entwurf „Freier Uferblick."



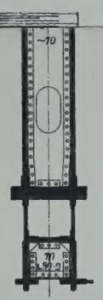


Abb. 8.
Schnitt b-b.

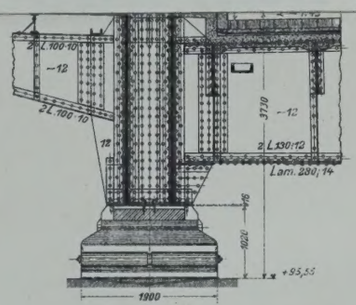


Abb. 10. Schnitt
über dem Pfeiler.

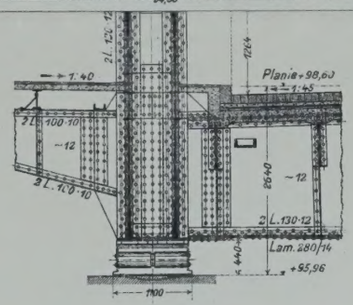


Abb. 11. Schnitt
am Widerlager.

Abb. 9-11. Querschnitte
des eisernen Überbaues.
1 : 100.

Normaler Schnitt der Seitenöffnung.

Schnitt des Bogens.

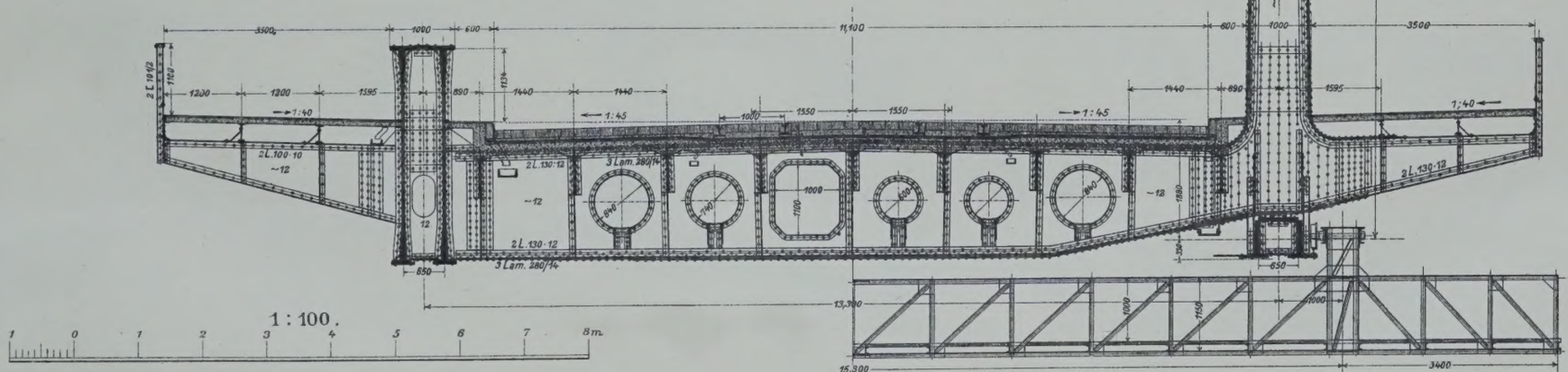


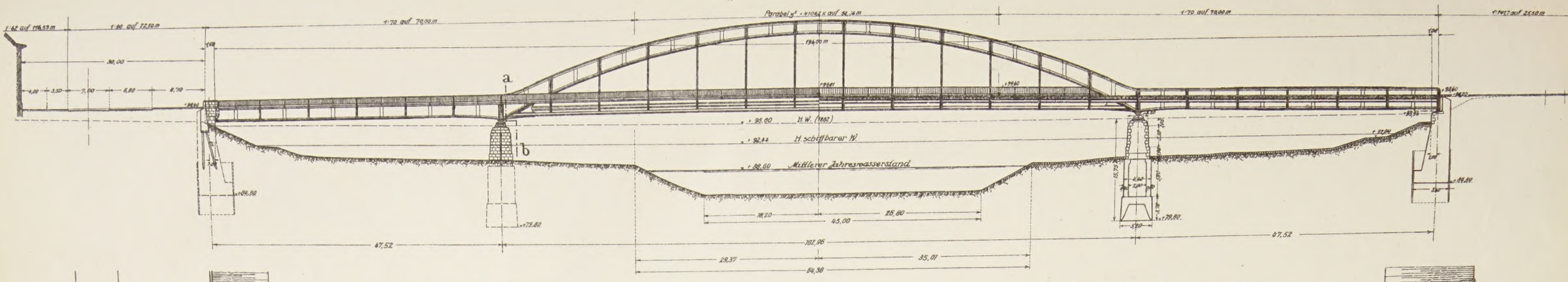
Abb. 9.

Lith. Anst. v. Bogdan Gisevius, Berlin.

Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin.

Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim.

Entwurf „Freier Uferblick."

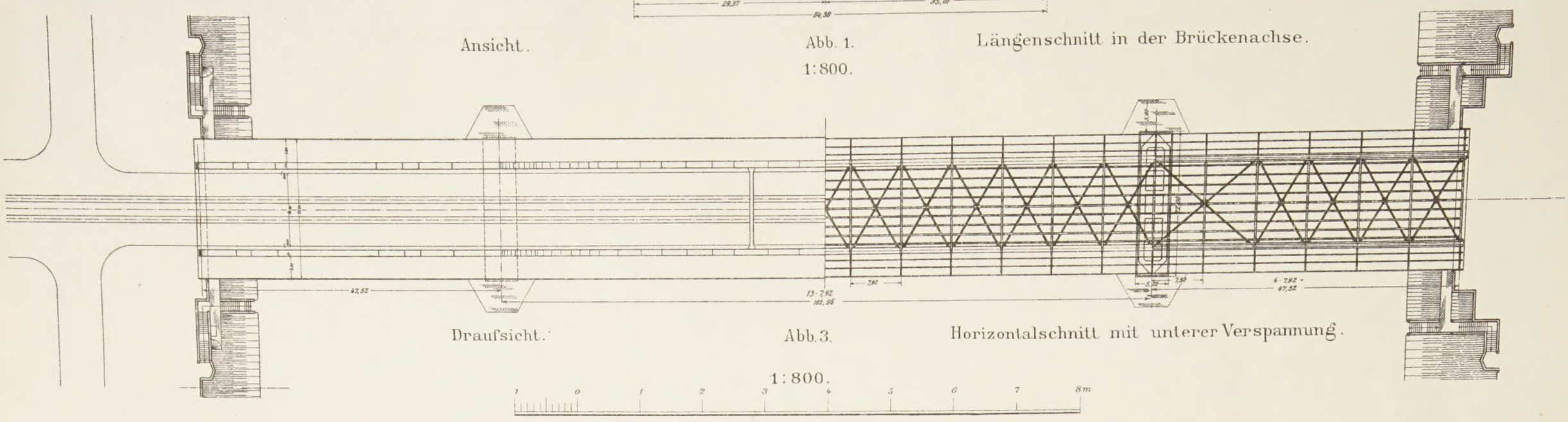


Ansicht.

Abb. 1.

Längenschnitt in der Brückenachse.

1:800.



Draufsicht.

Abb. 3.

Horizontalschnitt mit unterer Verspannung.

1:800.

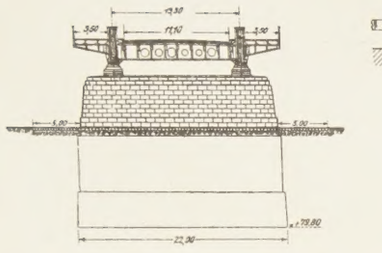


Abb. 2.
Schnitt a - b.

Abb. 6.
Schnitt a - a.

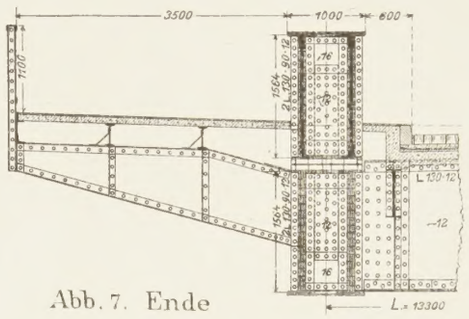


Abb. 7. Ende der Seitenöffnung.

Abb. 4 - 8. Einzelheiten des Hauptträgers.
1:100.

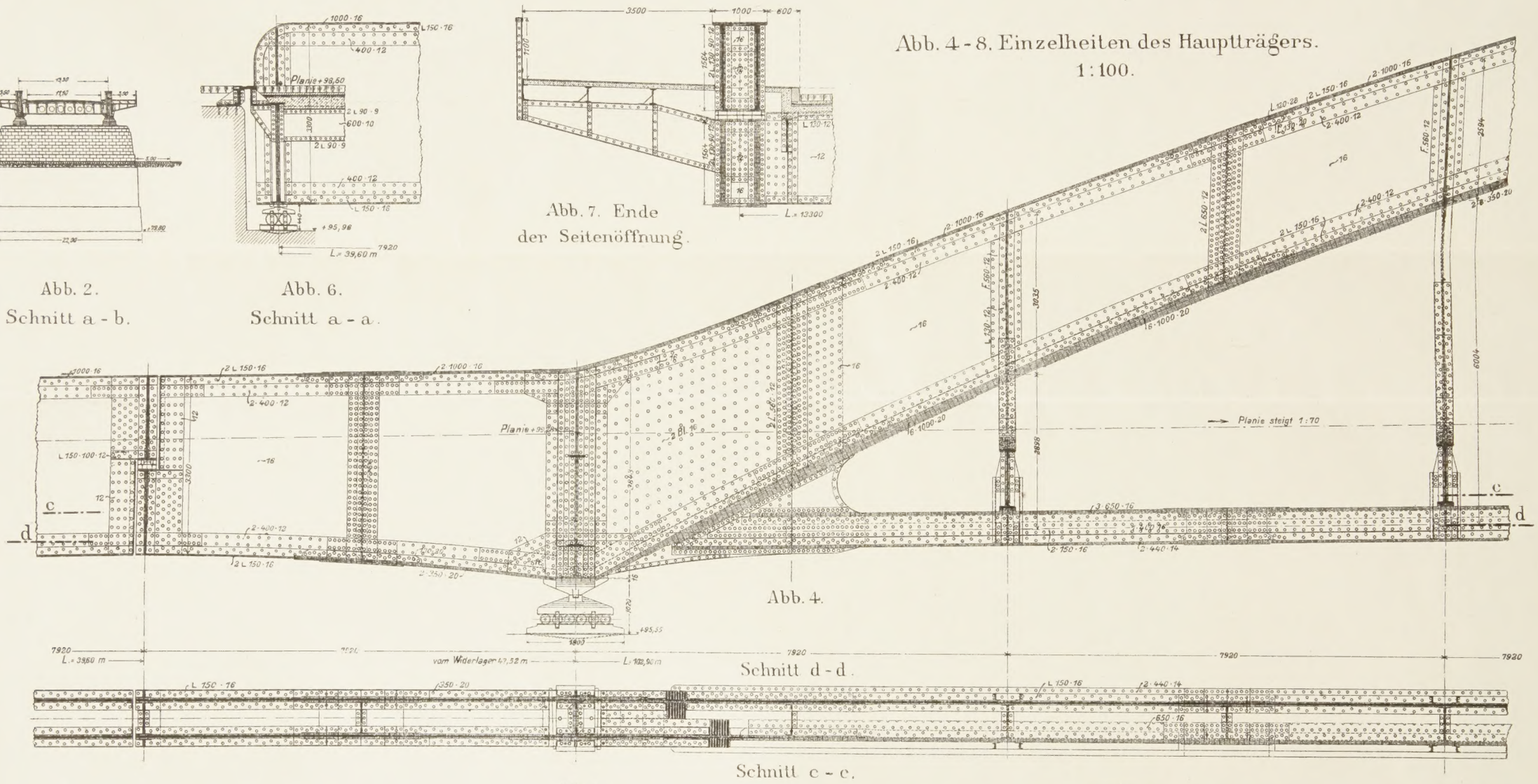


Abb. 4.

Schnitt d - d.

Abb. 5.

Abb. 8.
Schnitt b - b.

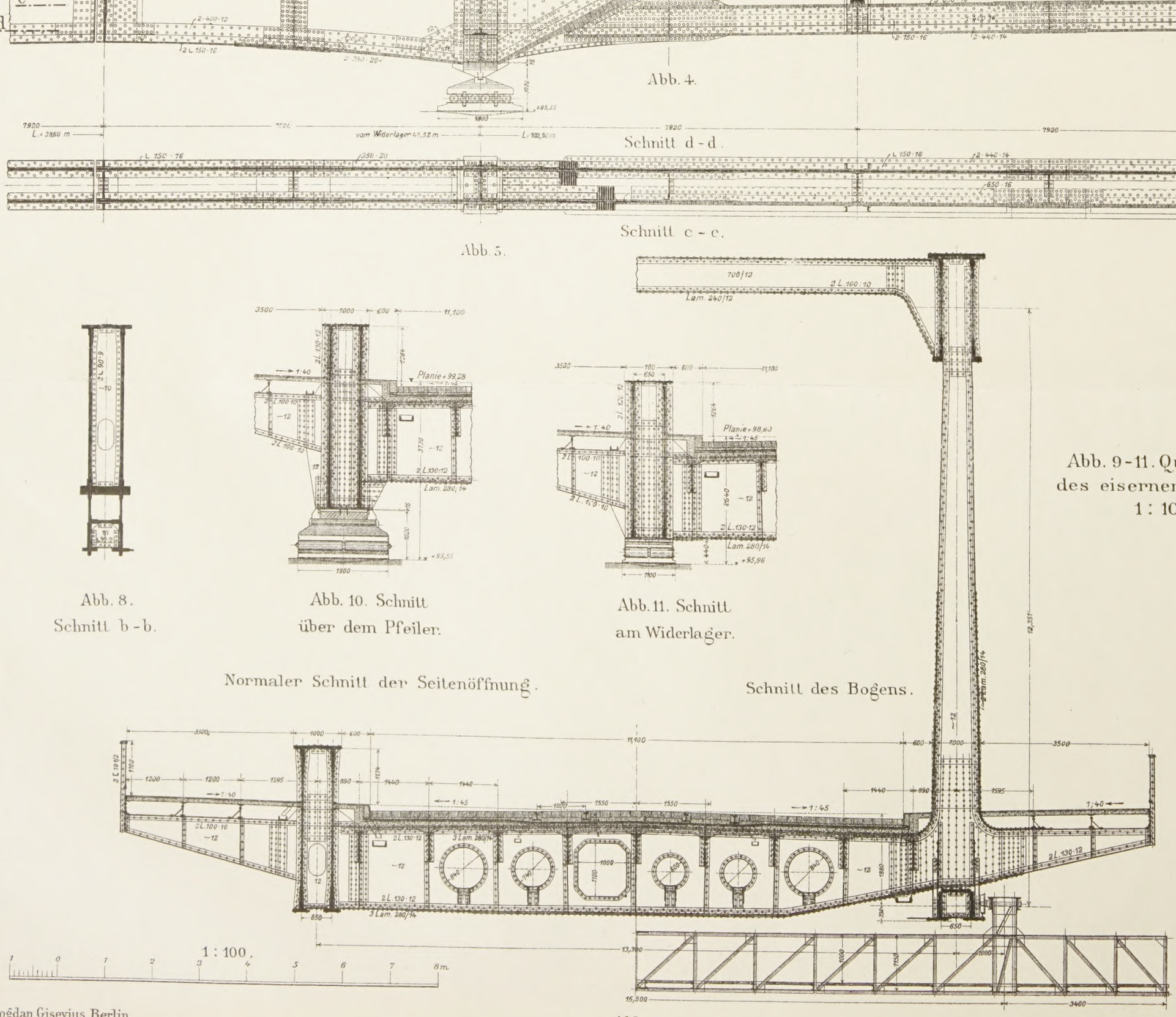
Abb. 10. Schnitt über dem Pfeiler.

Abb. 11. Schnitt am Widerlager.

Abb. 9-11. Querschnitte des eisernen Überbaues.
1:100.

Normaler Schnitt der Seitenöffnung.

Schnitt des Bogens.



Lith. Anst. v. Bogdan Gisevius, Berlin.

Abb. 9.

Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin.

6. Von Ufer zu Ufer.

Der Hauptträger ist ein von Ufer zu Ufer sich spannender bogenförmiger Rahmenfachwerkträger mit einer Gesamtspannweite von 197,20 m, der in seiner Mittelöffnung von 98,60 m durch einen vollwandigen Stabbogen gestützt wird. Dadurch soll eine statische Wirkung hervorgerufen werden, die die umgekehrte ist wie bei einer Kettenbrücke mit Versteifungsträger, denn als Versteifungsträger wirkt hier der obenliegende 197,20 m weit gespannte Rahmenfachwerkträger. Der kleine Stabbogen in der Mitte ist die umgekehrte Kette und setzt sich unter der Fahrbahn in jeder Seitenöffnung als Druckstab fort. Der große Bogen erhält über den beiden Mittelpfeilern eine kräftige Querverbindung. In der Mittelöffnung hängt die Fahrbahn an leichten Rundeisenstäben, während sie in den beiden Seitenöffnungen an biegefesten Pfosten befestigt ist. Der Schub beider Bogen wird durch ein in der Mittelöffnung unter der Fahrbahn angeordnetes Zugband aufgehoben. Als ein besonderer Vorteil des bogenförmigen Versteifungsträgers wird ein geringer Baustoffaufwand und die große Steifigkeit hervorgehoben. Außer über den Pfeilern sind noch an drei Punkten der Mittelöffnung Querverbindungen für die Knicksicherkeit der Bogen in der Wagerechten notwendig gewesen. Über dem rechten Mittelpfeiler ist ein festes Lager, über allen andern Pfeilern ein bewegliches Lager angeordnet.

Die Fahrbahn besteht aus einem Flachblech von 8 mm Stärke aus St 37, Zwischenquerträgern von 1,55 m Abstand und 2,35 m Stützweite, Längsträgern von 2,35 m Abstand und 6,20 m Stützweite und Querträgern von 13 m Stützweite und 6,20 m Abstand. Der Hauptträger besteht aus hochwertigem Baustahl St 48 und hat doppelwandigen Querschnitt.

Die Haupttragteile sind jedoch sowohl für St 37 wie auch für St 48 durchgerechnet.

Die größte Durchbiegung in der Mitte wird zu 15,47 cm, d. i. $\frac{1}{1294}$ der gesamten Spannweite, berechnet.

Das Gesamtgewicht des eisernen Brückenüberbaues beträgt 1500 t, wozu 16 t Flußstahlguß für die Lager kommen.

Gründung: Preßluftgründung mit Senkkasten.

Ein solches System mit seinem Gesamttragwerk über der Fahrbahn wird für eine städtische Straßenbrücke wohl nie in Frage kommen, ist aber wegen seines originellen Aufbaues erwähnenswert.

7. Freier Uferblick.

(Zweiter Preis.) Grün & Bilfinger und M. A. N., Gustavsburg.
Architekt Karl Wiener, Mannheim.
(Hierzu Tafel V.)

Der Verfasser hat für die Überbrückung der Hauptöffnung von 102,96 m Breite einen flachen, vollwandigen Bogen aus St 48 gewählt, der mit einem Stich von nur 1/8,6 sich nicht allzusehr über die Fahrbahn erhebt und in die beiden Seitenöffnungen mit einem unter der Fahrbahn liegenden Kragarm von 7,92 m Weite auskragt. In der Seitenöffnung stützt sich auf diesen Kragarm ein vollwandiger Blechträger von 39,60 m Tragweite mit 3,30 m Höhe, dessen Obergurt in Geländerhöhe liegt. Um den durch die früheren Altrheinarme nicht überall zuverlässigen Untergrund nur lotrecht zu belasten, ist der Schub der Mittelöffnung durch Zugband aufgehoben worden. Dadurch, daß die Hauptträger zwischen Gehweg und Fahrbahn untergebracht worden sind und einen Abstand von nur 13,30 m haben, ist nicht nur das Gewicht der Fahrbahn selbst, sondern auch das der Hauptträger verhältnismäßig niedrig gehalten worden. Der Parabelbogen nimmt in seiner Stärke gegen den Bogenscheitel zu von 3,30 auf 2,00 m ab. Dadurch, daß die Hängesäulen, durch die die Fahrbahn getragen wird, biegefest, und mit den Querträgern als oben offene biegefeste Halbrahmen ausgebildet sind, konnte der obere Verband auf zwei kräftige Querriegel beschränkt werden. Es ist dadurch gelungen, die bei einem solchen Flachbogen berechtigte Forderung zu erfüllen, über der Fahrbahn möglichst wenig Tragteile anzuordnen. Die Fahrbahn wird durch eine von Hauptträger zu Hauptträger durchgehende 17,5 bis 22,5 cm starke Eisenbetonplatte getragen, die sich auf genietete Längs- und Querträger aufstützt. Ihre Unterhaltung ist daher verhältnismäßig einfach. Für gute Ableitung des Oberflächenwassers und auch des durch das Holzpflaster hindurchgedrungenen Sickerwassers ist Sorge getragen. In der Längsrichtung ist die Eisenbetonfahrbahnplatte durch mehrere Dehnungsfugen in 39,60 m Entfernung unterbrochen und ihr rissefreier Zustand auch dadurch gewährleistet, daß die Querträger unabhängig von den Längenänderungen des Zugbandes gehalten werden. Das Zugband ist nur federnd an den Querträgern aufgehängt. In den beiden Seitenöffnungen liegt die Fahrbahnplatte ungefähr in Höhe der neutralen Achse der Hauptträger, ist also auch hier von elastischen Längenänderungen unabhängig. Jeder Hauptträger besteht aus einem Kastenquerschnitt mit einem Abstande der beiden Stegbleche von 65 cm, einer größten Breite der oberen Gurtplatte von 1 m. Sowohl die Hauptträgerquerschnitte als auch das Zugband sind im allgemeinen unten offen und für die Unterhaltungsarbeiten bei einem lichten Abstande der Stegbleche von rd. 60 cm zugänglich. Die Rohrleitungen sind innerhalb der Hauptträger untergebracht und treten daher von außen her kaum in Erscheinung.

Gründung: Der Unterbau der beiden Mittelpfeiler soll mit Senkkasten aus Eisenbeton unter Druckluft auf die vorgeschriebene Tiefe gegründet werden, wodurch die bei dem durchlässigen Untergrunde vielleicht unangenehme Wasserhaltung von 10 m Höhe vermieden wird. Für die beiden Endwiderlager hingegen ist Gründung zwischen Spundwänden vorgesehen, da ihre Sohle 5 m höher liegen darf. Die linksufrige Stützmauer endlich soll zur Arbeitsbeschleunigung und Kostenersparnis auf Eisenbetonpfählen gegründet werden.

Es wird glaubhaft erwähnt, daß die Anordnung des Zweigelenkbogens mit aufgehobenem Schub der Brücke genügende Steifigkeit gegen die Stöße der Verkehrslast bietet. Die Durchbiegung in der Mitte der Mittelöffnung ist etwa 1/1600, in der Mitte der Seitenöffnung 1/1200. Sowohl für den eisernen Überbau als auch für den massiven Unterbau werden sorgfältig durchgearbeitete Einzelzeichnungen gegeben. Als Baustoff schlägt der Entwurfsbearbeiter hochwertigen Baustahl St 48 vor, der bei der Fahrbahn und den Blechträgern im Hauptsystem am Platze sein wird, während seine guten Eigenschaften beim Stabbogen nicht voll ausgenutzt werden können.

Der Gesamtentwurf entspricht auch im Längsprofil vollkommen den Bedingungen des Wettbewerbes.

Die große Schwere der Bogenträger über der Fahrbahn ist im Gegensatze zu den leichten Bogenträgern des Entwurfs „Baustahl 48“ nachteilig und deshalb für diese Baustelle nicht zu empfehlen, doch hat der Entwurf dafür den schweren Windverband von St 48 vermieden.

III. Gruppe.

1. Straff.

Das eigenartige Haupttragwerk liegt außerhalb der gesamten Fahrbahn und besteht aus einwandigen Blechträgern. Jeder Hauptträger ist ein durchlaufender Träger über drei Felder, in dem die Seitenfelder 51,35 m und das Mittelfeld 95,30 m messen. Über den Strompfeilern sind Pylonen mit den Blechträgern fest vernietet, von deren oberem Ende jeweils nach links und rechts gerade Zugstäbe zur Entlastung des Blechträgers gehen, die bis zu seinem Untergurt durchreichen. Der Blechträger soll nur für die Verkehrslast als durchlaufender Träger wirken; er erhält daher in der Mitte der Hauptöffnung eine vollständige Fuge, die aber nach der Montage durch eine Lasche überbrückt wird, um für die Verkehrslast die „Kontinuität“ herzustellen. Sämtliche Auflagerteile dieser Hilfslasche werden längsbeweglich ausgestaltet. Der Verfasser behauptet, mit einem einwandigen Querschnitt gerade noch auszukommen, und gibt als Gewicht an: 2600 t für den Überbau und 100 t für den Stahlgußkörper.

Der Entwurf ist eigenartig, erinnert an den Kranbrückenbau, und sein Grundgedanke dürfte bei einem reinen Nutzbau in anspruchsloser Gegend manchmal am Platze sein. Im übrigen fehlte jede weitere Durchbildung.

2. Reichspräsident (Hauptentwurf).

Die beiden Hauptträger wurden zwischen Fahrbahn und Gehweg angeordnet und bilden Hängeketten mit aufgehobenem Schub. Der Schub wird in die Versteifungsträger geleitet, wodurch zwar in diesem mehr Eisen nötig wird, aber infolge der Verbilligung der Endwiderlager doch eine Kostenersparnis eintreten soll. Die drei Stützweiten sind 49,5, 99 und 49,5 m. Die Fahrbahn ruht auf Belageisen. Die Längsträger sind Walzträger, die Querträger genietete Träger. Der Versteifungsträger ist ein Kastenträger und hat eine kleinste Höhe von 2,04 m $= \frac{1}{48}$ der Stützweite. Die Kette besteht aus Flacheisen; die Fahrbahn hängt mit Hängestangen aus Rundeisen an ihr. Über einem Flußpfeiler ist ein festes Lager angeordnet. Die Pylonen über den Strompfeilern sind 18 m hoch. Die Querträgerentfernung $= \frac{99}{16} = 6{,}20$ m.

Der Entwurf ist im einzelnen nicht durchgearbeitet und gibt als Baustoff für den Eisenbau St 48 an.

3. Kraft und Schönheit.

Der Verfasser betont, daß eine Vereinigung der Kette mit dem vollwandigen, über drei Öffnungen reichenden Blechbalken, der den Kettenschub aufnehmen muß, bis heute noch nicht ausgeführt sei. Für die Mittelöffnung werden 120 m, für jede Seitenöffnung 40 m Spannweite gewählt. Der Pylon wird als Pendelpfeiler auf den Obergurt des Versteifungsträgers aufgesetzt. Die Kette soll aus hochkantig gestelltem Flacheisen bestehen und in der Hauptöffnung 70 cm hoch sein. Sie hat einen Stich von nur $\frac{1}{10}$, um ein gutes Aussehen zu erhalten; ihr tiefster Punkt liegt immer noch 2,50 m über dem außerhalb angeordneten Gehweg. Die 9 cm starken Rundeisen, an denen die Fahrbahn in der Mittelöffnung hängt, sind an Kette und Versteifungsträger gelenkig angeschlossen. In den Seitenöffnungen

fehlen die Zugstangen und wird die Kette geradlinig geführt. Als Durchbiegung für den Versteifungsträger in der Mittelöffnung wird das Größtmaß von 11 cm $= \frac{l}{1090}$ festgesetzt, bei den Seitenarmen hingegen von $\frac{l}{750}$.

Als Gewicht für den aus St 48 bestehenden Überbau wird angegeben: 1850 t.

Einzelzeichnungen für die Konstruktion fehlen. Der Entwurf sucht durch die große Mittelöffnung und das Fehlen der Hängestangen in den Seitenöffnungen den kleinen Verhältnissen am Neckar Rechnung zu tragen. (Fortsetzung folgt.)

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. Oktober ausgegebene Heft 20 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Hochschuldozent Architekt E. Fader: Die Siegesallee. — Architekten Oberbaurat L. Eisenlohr und O. Pfennig: Neuere Wohnhausbauten. — Oberbaurat Dr. Brandt: Die Behandlung der Eingemeindungsfrage im Entwurf zum preußischen Städtebaugesetz.

Die deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen (Ortsgruppe Brandenburg) veranstaltete am 13. Oktober den ersten Abend der bereits in Heft 42 u. 43 angekündigten Vortragsfolge über „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen“:

Nach Einführung in das genannte Gebiet durch den Vorsitzenden, Ministerialrat Busch, sprach Prof. Weihe über das Thema „Welchen Grad hat der Stand der menschlichen Arbeitskräfte durch Maschinen im Bauwesen erreicht, und wo muß die weitere Einführung bezw. Vervollkommnung des maschinellen Betriebes angestrebt werden“? An Hand von Lichtbildern erläuterte er unter Hinweis auf die Arbeiten von Garbotz die Grenzen, an denen die Wirtschaftlichkeit der Handarbeit aufhört und die der Maschinenarbeit beginnt; ebenso die Grenzen, innerhalb deren die verschiedenen Antriebsmittel wie Dampf, Elektrizität, Öl den Vorzug verdienen. Des weiteren veranschaulichte er die Arbeitsweise der verschiedenen Naß-, Saug- und Trockenbagger, des als Greifer sowie als Schürfbagger benutzbaren neuzeitlichen Löffelbaggers, zeigte eine Betonmischmaschine für Straßenbau nach der auf der Forstenrieder Versuchsstraße benutzten Bauart, wie sie auch von amerikanischen Straßenbauten her bekannt ist. Er behandelte endlich die Verwendung von Kleingerät, den Elektroflaschenzug, das Preßluftgerät, die Kranverwendung im Baubetriebe u. a. m. und bezeichnete eine größere Anzahl von Baumaschinen als reif zur Typung.

Ohne weiteres gab der Vortragende zu, daß der Ersatz der Handarbeit durch Maschinen im amerikanischen Baugewerbe erheblich weiter fortgeschritten ist als in Deutschland. Dieses deshalb rückständig zu nennen, wäre nach dem Vorhergesagten falsch, denn angesichts der in Amerika dreifach höheren Arbeitslöhne beginnt dort die Grenze der Wirtschaftlichkeit des Maschinenbetriebes auch viel früher als bei uns. Rückständig würden wir erst dann, wenn wir uns selbst dafür ansehen lassen; in einem freilich müßte der amerikanische Unternehmer zum Vorbilde für den deutschen werden, der im Gegensatz zu jenem bei der Behandlung gesamtwirtschaftlicher Fragen, auf dem Gebiete großzügiger Organisation und bei der Bewertung neuer Verfahren leider noch viel zu sehr den eigenen und augenblicklichen Nutzen bedenkt, statt sich als Glied einer Kette zu fühlen.

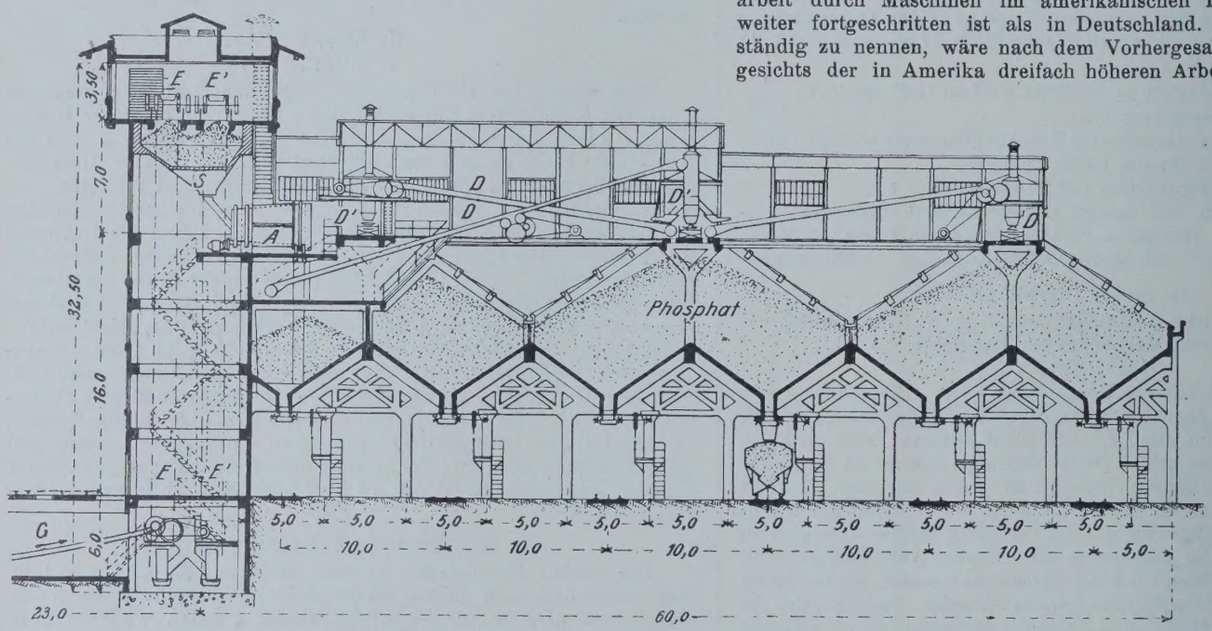


Abb. 1.

Mit den Worten, daß nicht die Maschine das maßgebende sei, sondern der Geist, der sie beherrscht, schloß Prof. Weihe seinen Vortrag, dem eine rege Aussprache folgte. Ki.

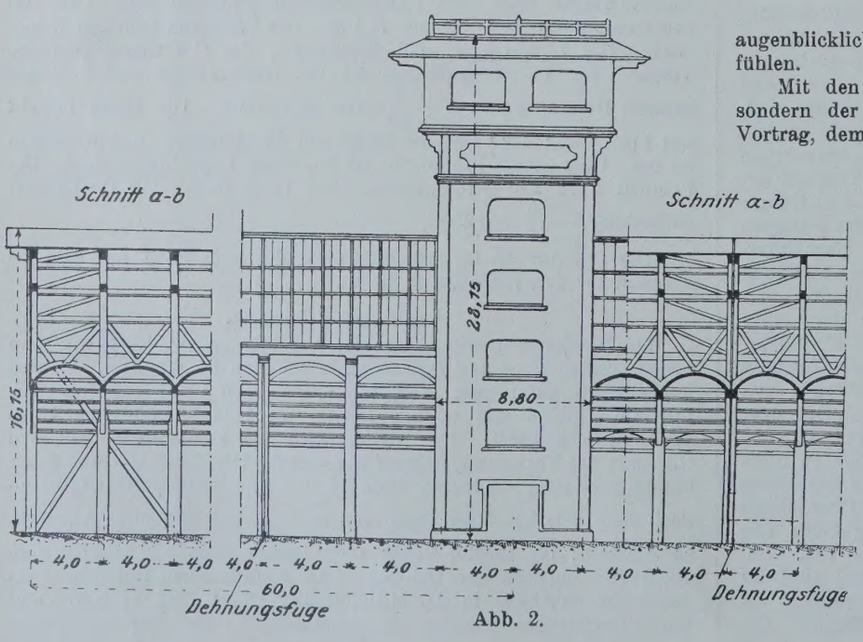


Abb. 2.

Silo für phosphorsauren Kalk. Für die Lagerung von phosphorsaurem Kalk ist in Kourigha (Marokko) ein großräumiger Eisenbetonsilo errichtet worden, der wegen seiner Abmessungen und seiner konstruktiven Durchbildung Beachtung verdient. Dem „Génie Civil“[1]) vom 24. Januar 1925 entnehmen wir die folgenden Ausführungen:

Der Silo ist 120 m lang, 60 m breit, 16 m hoch und kann 60 000 t gesiebtes und getrocknetes Phosphat aufnehmen. Gemäß dem Querschnitt in Abb. 1 sind drei je 20 m breite Bunker von 120 m Länge nebeneinander angeordnet. Jeder der drei Bunker hat zwei Reihen von Verschlüssen, unter denen die Gleise der zu beladenden Züge liegen, so daß sechs Züge gleichzeitig in kürzester Zeit gefüllt werden können. Die

[1]) Accumulateur en Béton armé pour le Stockage et le Chargement du phosphate de chaux, à Kourigha (Maroc) par F. Willm, ingénieur des arts et manufactures.

Bunker werden von einem Turme aus beschickt, der auf einer Längsseite des Gebäudes in dessen Mitte steht. Das Lagergut gelangt auf einem Förderbande C (Abb. 1) in die beiden Becherwerke E und E', die es in den Verteilungssilo S am Kopfe des Turmes stürzen. Von hier fällt es in die Siebtrommeln A, wird gesiebt und gereinigt und dann weiter durch Förderbänder D nach den drei Längsbändern D' gebracht, die über der Mitte der Bunker laufen und deren Füllung an jeder beliebigen Stelle gestatten.

Die bauliche Durchbildung der Bunker lassen der Längsschnitt in Abb. 2 und der Querschnitt in Abb. 3 erkennen. Die Bunkerwände bestehen aus 4 m weit gespannten und 0,10 m starken Gewölben, die oben und unten mit Tragstäben von 8 mm und Verteilungsstäben von 5 mm Stärke bewehrt sind. Ihr wagerechter Schub wird bei jeder Trichterwand durch fünf Ankerbalken aufgenommen, in die kräftige Rundeisen eingebettet sind. Die Querträger, zwischen denen sich die Gewölbe spannen, laufen über die ganze Breite des Gebäudes durch; allerdings ist ihre Höhe unter den Trichterausläufen recht gering, so daß diese Stellen annähernd als Gelenke wirken werden.

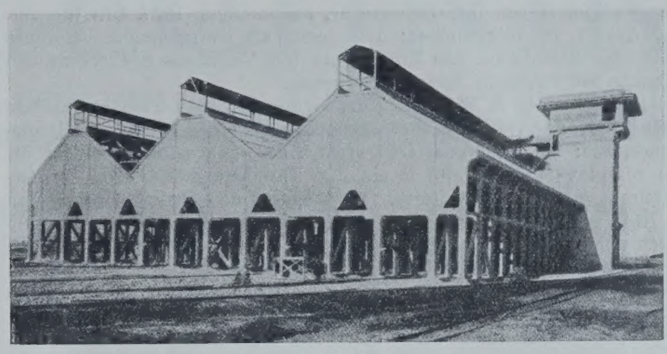


Abb. 4.

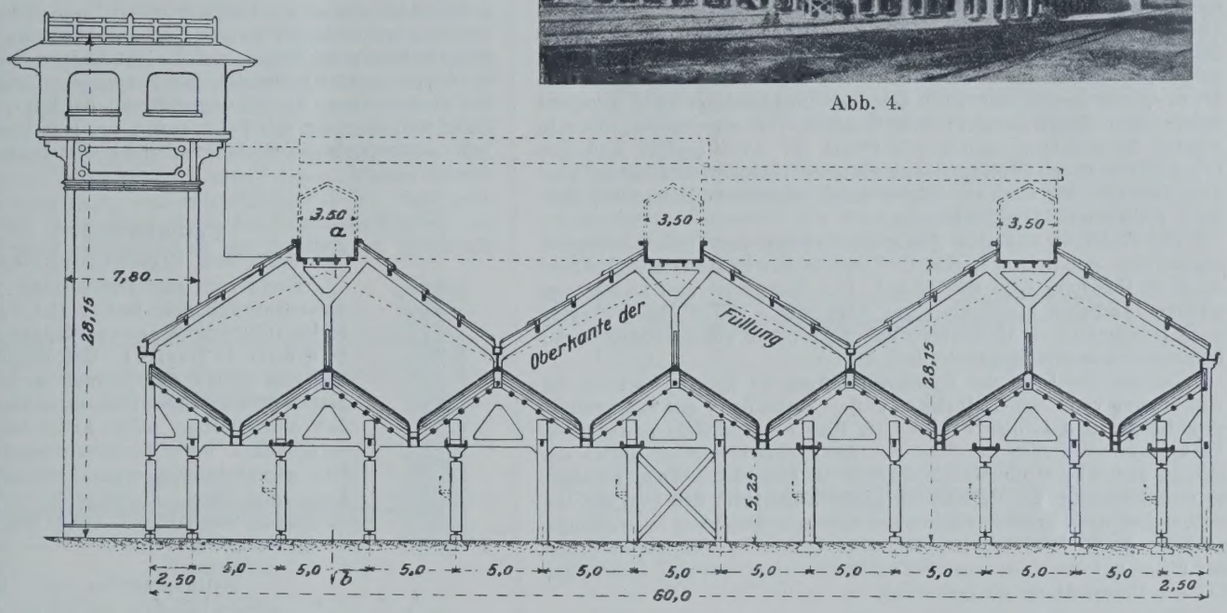


Abb. 3.

Jeder Querträger wird von 14 Säulen getragen, von denen die beiden mittelsten durch einen Diagonalverband gegeneinander abgesteift sind; die fünf äußeren Säulen auf jeder Seite sind als Pendelstützen ausgebildet. Ihre Gelenke am Kopf und am Fuß sind dadurch geschaffen, daß 1,5 cm starke Betonplatten, die durch Verwendung von Schmelzzement besonders hart und widerstandsfähig hergestellt worden sind und deren Seitenlänge nur ein Drittel derjenigen der Stützen ist, ähnlich wie sonst Beiplatten, in die Gelenkfugen eingebettet sind. In der Längsrichtung sind zwei Dehnungsfugen vorgesehen. Die Dacheindeckung besteht aus dünnen Eisenbetonplatten 1,50 · 2,50 m, die nur 50 kg/m² wiegen sollen. Abb. 4 gibt ein Bild des fertigen Bunkers wieder. Nz.

50jähriges Bestehen der Firma Wayss & Freytag A.-G. Die jedem Betonbauer wohlbekannte Firma Wayss & Freytag in Frankfurt (Main) konnte am 18. u. 19. September d. J. die Feier ihres fünfzigjährigen Bestehens begehen. Der interessante Werdegang der Firma, der auf das engste verknüpft ist mit der Entwicklungsgeschichte der Eisenbetonbauweise in Deutschland, ist von Regierungsbaumeister a. D. Meisenhelder in einer von der Firma anläßlich ihres Jubiläums herausgegebenen, im Verlage von Konrad Wittwer, Stuttgart, erschienenen, prächtig ausgestatteten und reich mit Bildern geschmückten Festschrift ausführlich und doch klar und anschaulich geschildert. Ohne jede Beschönigung sind darin neben den bewunderungswerten Erfolgen, die die Firma dank der Tüchtigkeit und zähen, treuen Arbeit ihrer Leitung aufzuweisen hat, auch die mannigfachen Fehlschläge hervorgehoben, die bei der Einführung einer völlig neuen Bauweise in die große Zahl ihrer Anwendungsgebiete ja unvermeidlich sind.

Die Firma Wayss & Freytag ist hervorgegangen aus der von Konrad Freytag und seinem Schwager Karl Heidschuch 1875 gegründeten offenen Handelsgesellschaft Freytag & Heidschuch in Neustadt a. d. Haardt. Diese befaßte sich zunächst mit dem Baustoffhandel, indem sie die Vertretung mehrerer hervorragenden Werke übernahm, doch führte sie bald auch kleine Bauarbeiten aus: insbesondere war es das Stadtbauamt Landau, das die junge Firma zur Ausführung von Kellerdichtungen u. dergl. mittels Zementmörtel heranzog. Später gesellten sich hierzu Arbeiten in Stampfbeton, namentlich Fundamente, Kelleranlagen, Behälter, Decken und Böden, Kanalisation, Wehre, Brunnenschächte u. dergl. Im Jahre 1884 erwarb Freytag von Jos. Monier das Recht der Ausbeute des deutschen Monier-Patents (D. R. P. 16 673, Kl. 80, v. 22. 12. 80) für Süddeutschland und sicherte sich überdies das allgemeine Verkaufsrecht für dieses Patent. Die baugeschichtliche Bedeutung dieses Rechtsaktes liegt darin, daß er die Einführung der bis dahin unbekannt gewesenen Bauweise in Deutschland ermöglichte und innerhalb von zwei bis drei Jahrzehnten zu der bekannten glänzenden Entwicklung des Eisenbetonbaues sowohl hinsichtlich des Anwendungsgebietes als auch der technisch-wissenschaftlichen Erforschung führte. Dem Frankfurter Ingenieur Gustav Adolf Wayss trat die Firma das Vorkaufsrecht des Monier-Patents für Norddeutschland unentgeltlich ab; Wayss erwarb die Lizenz für das Patent und verlegte sein Geschäft nach Berlin. Im Winter 1886/87 führten die Firmen G. A. Wayss und Freytag & Heidschuch unter Mitwirkung und Aufsicht der Baupolizei die bekannten Belastungsversuche in Berlin aus, deren günstiges Ergebnis der weiteren Ausbreitung der neuen Bauweise, besonders bei den Baubehörden, die Wege ebnete. Der nächste Schritt war die Herausgabe der sogenannten „Monier-Broschüre“ durch G. A. Wayss, die auch die von Reg.-Baumeister M. Koenen aufgestellte, zuerst im Zentralbl. d. Bauverw. 1886 vom 20. November veröffentlichte Theorie der Eisenbetonbauweise enthielt und die Kenntnis der letzteren und ihre Vorteile in weite Schichten der Fachwelt trug. Koenen[1]) trat 1880 bei G. A. Wayss ein, der 1889 sein Unternehmen in die „A.-G. für Monierbauten vorm. G. A. Wayss & Co.“ verwandelte, aber die alleinige Leitung beibehielt. Am 1. Februar 1890 erwarb die Gesellschaft die Firma Freytag & Heidschuch und führte sie als selbständige Niederlassung unter Leitung der Herren Freytag und Heidschuch weiter. 1892 schied jedoch Wayss infolge geschäftlicher Schwierigkeiten aus der Gesellschaft aus, und diese baute einen Teil ihres Unternehmens ab. Freytag kaufte zusammen mit G. A. Wayss gegen Ende 1893 das Neustädter Geschäft zurück; auch die Niederlassungen in Stuttgart, München und Luxemburg gingen auf das neue Unternehmen über, das den Namen Wayss & Freytag erhielt. 1900 wurde durch die Pariser Weltausstellung die dem Eisenbeton eigentümliche monolithische Bauweise Hennebiques bekannt, der sich die neue Firma sogleich zuwandte, die dadurch ihr Arbeitsgebiet ungemein erweiterte. In demselben Jahre wurde die offene Handelsgesellschaft in eine Aktiengesellschaft umgewandelt. Die Theorie der Verbundbauweise wurde, auf Grund der Versuche von C. Bach, von dem im Jahre 1901 in die

[1]) Über die Verdienste M. Koenens um die Entwicklung der Eisenbetonbauweise vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. I, S. 22 u. f. sowie den Aufsatz von Schlüter in „Beton u. Eisen“ 1923, Heft 14, S. 181.

Firma eingetretenen Reg.-Baumeister, nachmaligen Prof. Dr.-Ing. ehr. E. Mörsch vervollkommnet; 1902 erschien erstmalig das bekannte Buch über Eisenbeton von Mörsch, als dem Vorstande des technischen Bureaus der Firma in deren Selbstverlag.

1903 schied G. A. Wayss aus der Firma aus. Seit 1906 führt diese auch Tiefgründungen mit Eisenbetonpfählen, einer Erfindung Hennebiques, aus; am 30. Januar 1907 erwarb sie das Ausführungsrecht für den Simplex-Pfahl, wodurch sie das Tätigkeitsgebiet ihrer Rammabteilung erheblich erweiterte. 1904 wurde das Patent Considère (D. R. P. 149 944) für den spiralumschnürten Beton erworben, der eine bedeutungsvolle technische Bereicherung für die Eisenbetonbauweise darstellt. 1912 wurde die Internationale Baumaschinen A.-G. in Neustadt a. d. Haardt als Tochtergesellschaft gegründet. In demselben Jahre trat Kommerzienrat Karl Freytag als Generaldirektor der Firma zurück; er starb am 2. Juli 1921. An seine Stelle trat Herr Otto Meyer, der bereits seit 1899 bei dem Unternehmen tätig war und später zum Kommerzienrat und Dr.-Ing. ehr. ernannt wurde. In rascher Entwicklung dehnte die Firma ihr Arbeitsgebiet und ihre Organisation durch Gründung von weiteren Tochtergesellschaften über ganz Deutschland, über die österreichisch-ungarische Monarchie, Rußland, Italien und Argentinien aus.

Der Weltkrieg hat diese Zweigunternehmen zum Teil zerschlagen, ebenso löste sich die im Herbst 1918 gegründete Eisenbeton-Schiffbau-A.-G. in Hamburg bald wieder auf. Das Saargebiet und Luxemburg werden bearbeitet durch die unter Mitwirkung von Wayss & Freytag nach Friedensschluß in Saarbrücken gegründete „Modernbau, G. für moderne Bauausführungen m. b. H.“.

Da aus der Lage der Zentralverwaltung in Neustadt infolge der Abtrennung von Elsaß-Lothringen und — vorläufig — des Saargebietes vom Reiche und infolge der seit der Besetzung schlecht gewordenen Verkehrsverbindungen der Pfalz mit den rechtsrheinischen Teilen des Reiches sich wachsende Schwierigkeiten im Geschäftsbetriebe ergaben, so entschloß sich die Verwaltung gegen Ende 1923, den Sitz der Gesellschaften nach Frankfurt (Main) zu verlegen. Das neue Verwaltungsgebäude dort, dessen Untergeschoß auch das Versuchslaboratorium der Firma aufnimmt, ist von dieser selbst errichtet worden. Inzwischen hat die Übersiedlung stattgefunden. —

Außer dem Rückblick auf den Werdegang der Firma Wayss & Freytag A.-G., der im vorstehenden nur andeutungsweise wiedergegeben werden konnte, bringt die Festschrift eine Anzahl fachwissenschaftlicher Beiträge aus dem Kreise der Mitarbeiter der Firma. Diese wertvollen Beiträge legen Zeugnis ab von dem ernsten technisch-wissenschaftlichen Geiste, in dem die Firma auch heute noch wirkt und schafft. Prof. Dr.-Ing. ehr. Mörsch bringt eine auf eigenen Versuchen beruhende neue Berechnung der Winkelstützmauern; Dr.-Ing. K. W. Mautner, Düsseldorf, erörtert Festigkeits- und betontechnische Fragen bei Bauwerken im Bergwerks- und Hüttengebiete. Dipl.-Ing. Ehlers, Berlin, gibt eine Berechnung der Schwingungen von Turbinenfundamenten, Dr.-Ing. Ritter, Düsseldorf, bringt einen Beitrag zur Berechnung einreihiger Zellensysteme. Eine besonders den Praktiker fesselnde Abhandlung hat Dr.-Ing. E. Pichl, Stuttgart, über einige Lehrgerüste in Holzfachwerk geschrieben, in der auch Einzelheiten der in neuzeitlicher Weise durchgebildeten Knotenpunkte textlich und durch Abbildungen erläutert sind. Endlich beschreibt Oberingenieur Kurt Fischer, Wien, eine ausgeführte, rd. 50 m weit gespannte Eisenbetonhalle, deren Binder als bogenförmige Rahmen mit Zugband ausgebildet sind. Schon wegen dieser vortrefflichen Aufsätze verdient die Festschrift die ernsthafte Beachtung der Fachmänner. Ein „Anhang“ schließlich bringt zahlreiche gute Abbildungen von Ausführungen der Firma Wayss & Freytag aus den verschiedensten Gebieten des Bauwesens.

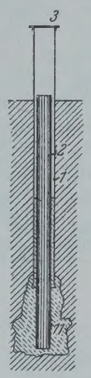
So bietet die Festschrift ein hochinteressantes Bild von dem Werdegange sowie den fachwissenschaftlichen und praktischen Leistungen eines echt deutschen Unternehmens, dem es in rastloser Arbeit gelungen ist, innerhalb einer kurzen Zeitspanne zu einer der führenden Firmen auf seinem Arbeitsgebiete emporzusteigen, und dessen Name mit der Geschichte der Eisenbetonbauweise in Deutschland stets unzertrennlich verbunden sein wird. Unsere aufrichtigen Wünsche begleiten die Firma Wayss & Freytag A.-G. auf dem Wege ihrer ferneren Tätigkeit, und gern widmen wir ihr selbst das Geleitwort, das sie ihrer Festschrift mitgegeben hat:

„Vorwärts und aufwärts!“ Ls.

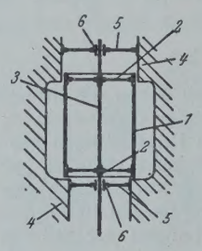
Bahndamm zur Insel Norderney. Für den Bau eines Bahndammes vom Festlande nach Norderney hat nach der „Weser-Ztg.“ sich der Gemeindevorstand Norderney mit einer Denkschrift an die zuständigen Ministerien gewandt. Vorgeschlagen wird die Herstellung eines Dammes von Hilgenriedersiel nach Norderney. Die Gemeinde Norderney verspricht sich hiervon wesentliche wirtschaftliche Vorteile für die Insel sowohl für das Festland. Die Gemeinde ist bestrebt, die nur 8 bis 10 Wochen dauernde Saison zu verlängern und die Erwerbsmöglichkeiten für die Inselbevölkerung auf das ganze Jahr auszudehnen. Hierzu hält sie den unmittelbaren Anschluß der Insel an das Eisenbahnnetz des Festlandes für notwendig. Sie hofft dadurch auch, den Fremdenverkehr nach der Insel zu heben, eine Verbilligung der landwirtschaftlichen Erzeugnisse und dadurch eine billigere Lebenshaltung überhaupt zu erreichen. Der Bahndamm soll aber auch für die Landgewinnung von großem Nutzen sein. Es besteht die Wahrscheinlichkeit, daß im Laufe der Jahre nicht mehr der schmale Damm, sondern ein breiter, fruchtbarer Landrücken Festland und Insel miteinander verbindet. Die Eisenbahnstation auf der Insel wäre den Fischgründen der Nordsee um 10 bis 15 km näher als Emden und um etwa 30 km näher als Geestemünde. Diese beiden Hauptfischplätze haben lange, schmale Zufahrtwege durch Ems und Weser, die bei Nacht oder unsichtigem Wetter nicht leicht zu passieren sind. Die Inselbevölkerung könnte wieder den Beruf des Hochseefischers ergreifen, der einmal wegen der Minderwertigkeit der Fahrzeuge, aber auch deshalb, weil sie nicht mit der von den heutigen Endstationen der Eisenbahn aus betriebenen Hochseefischerei konkurrieren konnte, aufgegeben werden mußte.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.



Verfahren zur Herstellung von Ortpfählen in moorsäurehaltigem Boden (Kl. 84c, Nr. 407 615 vom 8. 10. 1922 von August Wolfsholz, Preßzementbau A.-G. in Berlin). Um Ortpfähle in moorsäurehaltigem Boden durch einen in ein Vortreibrohr eingesetzten säurefesten Eisenbetonkern herzustellen, wird das Vortreibrohr nach Aufschrauben eines Deckels verschlossen unter Druckluft gesetzt und der wasserfrei gemachte Ringraum zwischen dem Eisenbetonkern und dem Vortreibrohr mit einem Füllstoff schließend vollgedrückt, wobei das Vortreibrohr gleichzeitig hochgezogen wird.



Zylinderschütz mit innerer Führungsstange (Kl. 84a, Nr. 406 291 vom 2. 10. 1923 von Fried. Krupp, Grusonwerk A.-G. in Magdeburg-Buckau). Um eine sichere Führung des Schützes zu erzielen und dessen Schlagen und Schleudern zu verhüten, wird die Führungsstange entweder mit dem Schütz fest verbunden und ober- und unterhalb davon in festen Lagern längsverschiebbar geführt, oder die Führungsstange ist fest, und der Schütz wird auf ihr längsbeweglich geführt.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt sind: zum Präsidenten der R. B. D. Cassel: der Reichsbahndirektor Martin, Mitglied der Hauptverwaltung in Berlin; zum Präsidenten der R. B. D. Dresden: der Vizepräsident Kluge bei der R. B. D. Dresden.

Versetzt sind: die Reichsbahnräte Blümener, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Crefeld-Oppum, als Vorstand zum Eisenbahnmaschinenamt 2 Breslau, Rudolf Körner, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Chemnitz, in gleicher Eigenschaft zum E. A. W. Cottbus, Schaal bei der Hochbausektion Stuttgart als Vorstand zur Hochbausektion Cannstatt und Schober, Vorstand des Eisenbahnmaschinenamts Tübingen, als Werkdirektor zum E. A. W. Cannstatt.

Preußen. Überwiesen ist: der Regierungsbaurat (W) Fechner vom Wasserbauamt II in Cassel dem Wasserbauamt I daselbst.

Versetzt sind: die Regierungsbauräte (W.) Klaus von Genthin an das Wasserbauamt in Wittenberg (Sa.) als Vorstand, Steude von Hannover an das Wasserbauamt in Rathenow, A. Albrecht von Hildesheim an das Wasserbauamt in Genthin, Willgerodt von Hildesheim an das Wasserbauamt in Breslau, der Regierungsbaumeister (W.) Vogt von Breslau an die Wasserbaudirektion in Münster i. W.

Dem Regierungsbaurat Schmidt, Sögel, ist unter gleichzeitiger Versetzung nach Aurich die Verwaltung des Kultur- und Wasserbauamts daselbst übertragen worden.

INHALT: Die Ausführung von Kleinpflaster auf Landstraßen. — Der Tanna-Tunnel bei Atami in Japan. (Schluß.) — Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Silo für phosphorsauren Kalk. — 50jähriges Bestehen der Firma Wayss & Freytag A.-G. — Bahndamm zur Insel Norderney. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang | BERLIN, 6. November 1925 | Heft 48

Alle Rechte vorbehalten.

Technik des nordamerikanischen Straßenbaues.[1]

Von Prof. Dr.-Ing. **E. Neumann**, Braunschweig.

Es sollen erst die Landstraßen behandelt werden, die, soweit ihre Linienführung und sonstige Ausgestaltung in Frage steht, eine besondere Entwicklung aufweisen, die aber kurz behandelt werden kann, da die Staaten in dieser Hinsicht nichts Bemerkenswertes bieten.

In der Lage der Straße zum Gelände kommt noch vielfach die Entstehung der Straße zum Ausdruck. Es wird die gerade Linie als die kürzeste Verbindung zwischen zwei Punkten eingehalten, und wenn sich Hügelketten dazwischenschieben, deren Rücken rechtwinklig zur Straßenachse liegt, was sehr oft der Fall ist, dann geht es über Berg und Tal. In einzelnen Gegenden folgen die Straßen der Landaufteilung, die nach geraden Linien durchgeführt ist, gleichfalls ohne Rücksicht auf die Geländelage. Da der Kraftwagen Steigungen leicht nimmt, weil der Motor eine hohe Leistungsreserve hat, liegt keine Veranlassung vor, die Straße umzulegen. Nach Ermittlungen des amerikanischen Highway Research Board ist eine Steigung noch wirtschaftlich, wenn der Durchschnittswagen ohne Einstellung eines niederen Ganges mit seiner normalen Geschwindigkeit sie ersteigen und ohne Benutzung von Bremsen und ohne Überschreitung einer seine Sicherheit gefährdenden Geschwindigkeit abwärts fahren kann. Da der deutsche Motorwagen zufolge der Steuerformel schwächer gebaut ist als der amerikanische, werden vermutlich für unsere Verhältnisse sich auch schwächere Gefälle nach dieser Regel ergeben.

Die meisten Staaten lassen für Straßen I. Ordnung Steigungen bis 5% zu, manche 6 bis 7%. West-Virginia geht sogar bis 9%. Für Straßen II. Ordnung gehen die meisten Staaten bis 7%, Connecticut bis 10%. Diese Angaben zeigen bei allen Staaten die Richtung, die zulässigen Steigungen zu ermäßigen, früher waren sie höher. Allerdings bestehen keine festen Regeln, die Steigungen richten sich nach dem Charakter des Landes und den örtlichen Verhältnissen. Kansas bringt die Steigung auch in Beziehung zur Länge der Steigung und geht bis zu 300 m Länge bis 6%, über 400 m Länge bis 5%. Bei diesen starken Steigungen ist eine Ausrundung an den Gefällbrechpunkten notwendig.

Für die verschiedenen Straßenbefestigungen werden die folgenden Steigungen zugelassen: Asphaltschotter (Bituminous Macadam) mit Schlußdecke 5 bis 6%, ohne Schlußdecke 5 bis 7%. Bei Bitumen auf Beton ist man bis auf 5% zurückgegangen. Beton hatte früher Steigung bis 6%, ist aber jetzt auf 5% ermäßigt, allerdings gehen einzelne Staaten bis 6 bis 7%, Connecticut und Pennsylvania gehen sogar bis 10%.

Nur selten werden Kuppen abgetragen und Tiefen aufgehöht. Auf dem Newbury Turnpike in Massachusetts, einem alten Handelspfade, wurde mir ein Einschnitt von etwa 3 m gezeigt, zur Abrundung einer Kuppe, die als Seltenheit bezeichnet wurde. Eine solche Abflächung kommt in Frage, wenn der Übergang vom Steigen zum Fallen unter einem geringen Halbmesser geschieht.

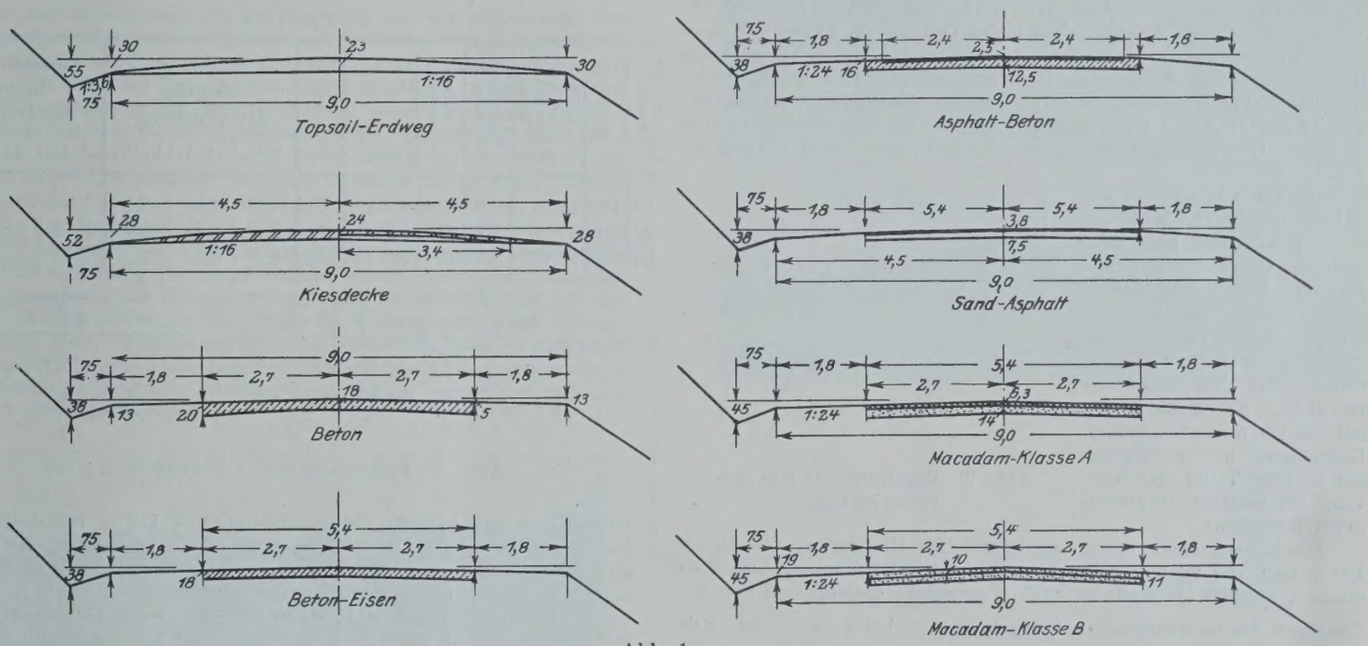


Abb. 1.

Verlegungen von Straßen finden meistens in den Kurven statt. Das hängt aber auch von der Gesetzeslage ab, ob den Staaten ein ausreichendes Enteignungsrecht zusteht. In North Carolina besteht ein solches Recht noch nicht, dagegen in Pennsylvania und Massachusetts. Das hängt damit zusammen, daß es kein öffentliches Recht in den Staaten gibt. Maßgebend in solchen Fragen für die Entscheidung ist die Verfassung und die Auslegung, die sie findet.

Die Straßenbreite wird jetzt nach der vorhandenen oder zukünftigen Verkehrsstärke bemessen. Man kennt einspurige Straßen von 3 m Breite. Die zweispurigen Straßen sind bisher 5,4 m breit gemacht worden. 5,4 m Breite wird aber nicht mehr als ausreichend angesehen; sie genügt nur für die Begegnung von einem Last- und einem Personenwagen, und man wird z. B. nach Angaben von Massachusetts zu 6 m Breite übergehen (Abmessungen nach dem Londoner Straßenkongreß), damit auch zwei Lastwagen sich sicher begegnen können. Nach dem Vorbilde der Eisenbahnen, die erst einspurig ausgebaut wird mit der Möglichkeit, das zweite Gleis bald daneben zu legen, baut man jetzt die Straßen auch erst einspurig aus und befestigt die zweite Spur nur so weit, daß ein Ausweichen möglich ist. Es ist nun ein Irrtum anzunehmen, daß mit der befestigten Breite auch die ganze Straßenbreite gemeint ist. Schon die Überlegung sagt, daß auf einer 6 m breiten Straße bei stärkerem Verkehr nicht überholt werden kann und ein stehender Wagen den ganzen Verkehr aufhalten würde. Deshalb befindet sich beiderseits neben dem befestigten Streifen ein Bankett, das nur eine leichte Decke, Kies, Schotter, Macadam hat, das mitbenutzt wird. Die Breite dieses Banketts — Schulter genannt — beträgt 1,5 bis 1,8 m, so daß die gesamte Straßenbreite zwischen den

[1] Wir bringen heute im Anschluß an den Aufsatz desselben Verfassers in Heft 43 einen weiteren Beitrag über den Straßenbau in den Vereinigten Staaten. Andere Beiträge folgen noch. — Ein erweiterter, alle diese Beiträge zusammenfassender Sonderdruck wird unter dem Titel: „Kritische Betrachtungen über den gegenwärtigen Stand des Straßenwesens in den Vereinigten Staaten von Nordamerika“ demnächst im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, erscheinen.
Die Schriftleitung.

Böschungsoberkanten 8,4 bis 9 m beträgt. Dies ist in den bisherigen Berichten nicht genügend zum Ausdruck gekommen; die beiderseitigen Schultern sind als ein wesentlicher Teil der Straße zu betrachten, und es wird nachzuprüfen sein, ob die Straßen in Deutschland diesen Abmessungen entsprechen. Z. B. liegt die Breite der Chausseen in Preußen (ohne Sommerweg) zwischen 9 und 7 m. Hiervon muß man noch die Breite des von den Bäumen eingenommenen Streifens mit 0,8 bis 1,0 m abziehen (die Bepflanzung mit Bäumen kennt man in den Staaten nicht, sie ist auch gefährlich für den lebhaften Verkehr), so daß eigentlich diese Straßenart für Kraftwagenverkehr nicht ausreicht. In dieser Hinsicht scheint mir die Breite der neuen Betonstraße im Forstenrieder Park bei München mit 6,75 m Breite zwischen den Böschungskanten nicht ausreichend, worauf wohl die Unglücksfälle zum Teil zurückzuführen sind. Die Normalformen der Straßen verschiedener Befestigungsart des Staates North Carolina sind in Abb. 1 wiedergegeben. Die höchste Wagenbreite wird zu 2,4 m angenommen und als Sicherheitsabstand zwischen zwei Wagen für langsamen Verkehr 1,0 m und für Schnellverkehr 1,5 m verlangt.

Für die Krümmungen kommt bekanntlich eine Verbreiterung der Fahrbahn und Überhöhung in Frage. Hierüber hat die oberste Straßenbehörde in Washington eine Anweisung erlassen (Bulletin 1077), dessen Angaben schon verschiedentlich wiedergegeben sind (Kleinlogel, Nordamerikanische Betonstraßen; Stahl, Tonindustrie 1925, Nr. 15). Tatsächlich ist eine Einheitlichkeit in der Überhöhung in den einzelnen Staaten nicht festzustellen. Nach dem schon genannten Berichte des Research Buro von Hilts werden Überhöhungen in den meisten Staaten erst bei 300 m vorgenommen. Die höchste Überhöhung beträgt auf 1 m 12 cm ($1^1/_2$" auf 1'). Bei den meisten Staaten wird aber eine geringere Überhöhung angewendet, die zwischen 6 und 8,3 cm auf 1 m liegt.

Die von Kleinlogel gegebene Tabelle für die Überhöhung in Beziehung zum Halbmesser wird nicht angewendet, da sie unpraktisch ist. Dagegen scheint mir die vom Staate Pennsylvania erlassene Dienstvorschrift zweckmäßig und leicht anwendbar. Sie bezieht sich auf die Kurvenverbreiterung, Überhöhung und Freilegung des inneren Teiles der Kurven. Sie lautet auszugweise folgendermaßen:

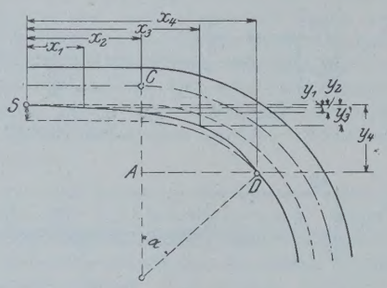


Abb. 2. Regelform für Kurvenverbreiterung.

Die Kurvenverbreiterung regelt sich für Halbmesser von 15 bis 180 m nach der folgenden Tafel 1. Wie aus der Zeichnung Abb. 2 zu ersehen, werden die Maße xs und ys gemessen entlang und von der Tangente des unverbreiterten Querschnitts, wobei $x_2 = \frac{x_4}{2}$ ist. Die Verbreiterung selbst für die einzelnen Halbmesser ergibt sich aus der Tafel. Auf der Baustelle wird der Übergang so angelegt, daß bei A (das gegenüber dem Anfangspunkt der Krümmung liegt) die halbe Verbreiterung angelegt wird, von diesem Punkte wird rückwärts in die Grade hinein gemessen und der Punkt S in der Entfernung x_2 und der Zwischenpunkt x_1 festgelegt und vorwärts in den Kurven auf der Tangente entlang, um die Punkte x_3 und x_4 festzulegen, von denen dann die Normalen y_1, y_2, y_3, y_4 abgetragen werden. Die Linie zwischen den Punkten selbst wird dann mit dem Auge ausgeglichen.

Die Überhöhung beginnt am Punkte S, an dem die Straße noch die normale Kronenanlage hat. Von diesem Punkte geht die Krone langsam zu einer einseitig geneigten über. Am Punkte G ist die Hälfte der Überhöhung erreicht; sie wächst dann gleichmäßig, so daß die gesamte Überhöhung nach der Tafel bei Querschnitt D erreicht ist.

Bei Krümmungen über 180 bis 300 m bleibt die normale Kronenabwölbung (die nach einem Kreisbogen oder nach einer Parabel geformt ist) erhalten. Die Überhöhung beginnt 15 m vor dem Krümmungsanfangspunkt, erreicht an diesem Punkte die Hälfte und 15 m weiter die volle Überhöhung.

Bei Krümmungen mit kleinem Zentriwinkel würden die hier angenommenen Maße zu groß sein. In diesem Falle wählt man für die Bogenstrecke $S-G$ einen Zentriwinkel, der $= 1/3$ oder kleiner als der Krümmungswinkel ist. Die Strecke $D-A$ ist dann $= R \cdot \sin\alpha$ und die Ordinate $y_4 =$ Verbreiterung $+ R\,(1 - \cos\alpha)$.

Auf die Sichtbarkeit in den Kurven wird großer Wert gelegt. Man nimmt an, daß die Wegstrecke zwischen sich begegnenden Wagen so groß sein muß, daß sie sich rechtzeitig erkennen und entsprechende Maßnahmen treffen können, um einen Zusammenstoß zu verhindern. Hierfür sollen 4 Sek. genügen. Die Wegstrecke ist nun abhängig von der Geschwindigkeit, die die Wagen haben, und von der Bremsverzögerung. Es wird hierbei weiter angenommen, daß die in der

Tafel 1.

Halbmesser	Verbreiterung	Zentriwinkel	Ordinaten der Verbreiterung von der Tangente zur Kurvenlinie								Neigung	Gesamtüberhöhung
R m	m	Grad	x_1	y_1	x_2	y_2	x_3	y_3	x_4	y_4		
15	2,4	40	3,20	0,36	6,35	1,2	9,5	2,61	12,7	4,71		0,65
18	2,4	40	4,14	0,30	8,3	1,2	12,4	2,7	16,6	5,43		0,65
24	2,25	35	5,46	0,27	10,9	1,14	16 4	2,73	21,8	5,7		0,64
30	2,10	30	6,3	0.27	12,6	1,05	18,9	3,15	25,2	5,5		0,625
36	2,10	25	6,6	0,27	13,2	1,05	19,8	2,37	26,4	5,0	1 : 12	0,625
42	1,8	25	7,8	0,24	15,8	0,9	24,0	2,31	31,6	5,3		0,60
48	1,8	25	9,2	0.21	18,35	0,9	27,6	2,52	36,7	5,85		0,60
54	1,8	25	10,5	0.33	20,9	0,9	34,4	2,58	41,8	6,45		0,60
60	1,8	18	8,6	0 24	17,2	0,9	25,7	2,04	34,4	4,52		0,60
67,5	1,5	16	8,7	0,21	17,4	0,75	26,2	1.95	34,8	3,96		0,57
75	1,5	16	9,7	0,24	19,5	0,75	29,2	2,01	39,0	4,22		0,57
90	1,5	15	11,1	0,21	22.2	0,75	33,3	2,04	44,4	4,44		0,57
105	1,2	12	10,5	0,15	21,0	0.6	31,6	1,53	42	3,42		0,41
120	1,2	11	11,0	0,12	22,2	0,6	33,2	1,56	44,3	3,33		0,41
150	0,6	9	11,5	0,15	23,0	0,3	34,5	0,84	46	2,4	1 : 16,7	0,375
180	0,6	8	12,3	0,15	24,6	0,3	37,0	0,81	49,2	2,31		0,375

Tafel 2.

Krümmungswinkel s	R in m	Überhöhung in der Krümmung m	Kurvenverbreiterung m	Sichtstrecke m	Θ	K_T max in	K_a in m Neigung der Böschung 1:¼	1:1	1:1½	Einschnittbreite Neigung der Böschung 1:¼	1:1	1:1½
10	172	1 : 16,7	0,6	93,5	31° 36′	6,5	5,0	6,36	7,3	1,5	—	—
20	86	1 : 12	1,5	77	52° 41′	9,0	5,9	7,4	8,4	3,15	1,5	0,6
60	30	1 : 12	2,1	45	97° 42′	10,3	6,5	8,0	9,1	3,75	2,25	1,2

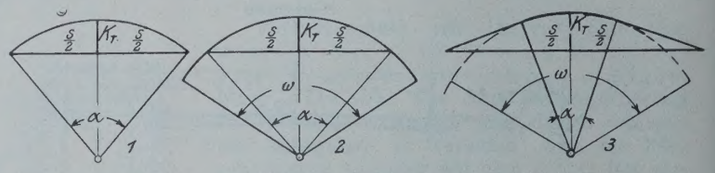


Abb. 3. Ermittlung der Sichtweite in Kurven.

Krümmung angewendete Fahrgeschwindigkeit 115 % von derjenigen beträgt, nach der die Überhöhung der Kurve angelegt ist. Die Sichtstrecke muß dann S der Abb. 3 sein, und der von der Krümmungsachse bis zur Sichtstrecke vorhandene Abstand K_T, α (Abb. 3, Ziff. 1) ist der kritische Winkel, d. h. wenn der $\sphericalangle\alpha >$ der Zentriwinkel der Krümmung (Ziff. 3), dann geht die Sichtstrecke auf die anschließenden Geraden über. Ist der Zentriwinkel der Krümmung $> \sphericalangle\alpha$, dann ist K_T für denselben Halbmesser und die gleiche Sichtstrecke konstant.

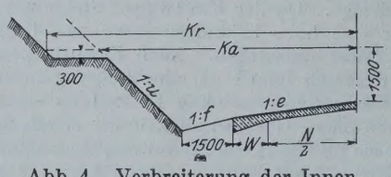


Abb. 4. Verbreiterung der Innenböschung zur Schaffung der Sichtweite in Kurven.

Das Auge des Fahrers soll 1,5 m über der Straßenachse liegen. Dann berechnet sich die Breite des Einschnitts in die Innenseite einer Krümmung nach Abb. 4 folgendermaßen:

$$A = K_T - K_a.$$

$$K_a = \frac{N}{2} + W + 1{,}5 + 1{,}5\,u + \left(W + \frac{N}{2} + \frac{1{,}5}{f}\right) u.$$

Hierfür sind nun für den Gebrauch auf der Baustelle Tafeln aufgestellt, aus der drei Beispiele entnommen seien (Tafel 2).

Ich habe diese Grundlagen für die Ausbildung von Krümmungen ausführlicher behandelt, weil sie sich im Entwurf und Bau gut anwenden lassen, und weil es bei uns noch an solchen Grundlagen fehlt. Die bisherigen Vorschläge waren zu theoretisch gefaßt.

Der Querschnitt der Straßen wird nach einer Parabel oder einem Kreisbogen ausgebildet, was sich leicht bei Betonstraßen ausführen läßt, die mit besonderen Lehren abgezogen werden. Nach dem letzten Übersichtsbericht von Hilts für den Research Board besteht allgemein die Neigung, das Quergefälle zu ermäßigen. Eigentümlicherweise legt man die Höhe der Dammkrone gegenüber den Rändern für die 5,4 m breite Fahrbahn fest und behält sie für die breiteren zu 6 und 6,4 m bei, das Maß ist 5 cm. Das gilt für Betonstraßen und für Bitumenstraßen, deren Kronenhöhen früher 7,5 und 8,5 cm waren.

Für die Seitenentwässerung werden Gräben angelegt, deren flache Ausbildung gegenüber der bei uns gebräuchlichen Form abweicht. Die Gräben werden der Steigung der Straßen angepaßt, je steiler, desto flacher ist der Graben.

Das fällt um so mehr auf, als die Ingenieure in den Staaten besonderen Wert auf die Untergrundentwässerung legen, da wegen des vielfachen Ton-, Lehm- oder Lößbodens eine Gefährdung der Straße infolge Durchfeuchtung eintreten kann. Ich verweise auf die Normalquerschnitte Abb. 1.

Fahrbahndecken.

Von ihnen sollen nur die bedeutenderen behandelt werden. Da über die Betondecken in letzter Zeit sehr viele Veröffentlichungen erschienen sind, so ist mehr oder weniger eine gewisse Vorstellung über diese Straßendecke in Deutschland vorhanden. Ob diese Vorstellung die richtige ist, scheint mir bisweilen zweifelhaft. Das hängt damit zusammen, daß man in den Staaten selbst noch keine einheitliche Auffassung gewonnen hat. Ich werde daher im folgenden über die Betondecken nur solche Angaben machen, die sich auf bisher noch weniger Bekanntes beziehen oder geeignet sind, bestehende Unklarheiten aufzuhellen. Ich kann mich hierbei noch auf meinen Beitrag in der „Bautechnik" 1924, Heft 52, „Die Technik des Betonstraßenbaues", beziehen.

Bei der Herrichtung der Unterbettung ist mir aufgefallen, daß alte Schotterdecken stets aufgerissen und nicht als tragfähiger Untergrund benutzt worden sind. Wenn auch der Querschnitt der Schotterdecken sich dem der Betondecken nicht anpaßt, so hätten doch Aufschotterungen genommen werden können. Auch Kleinlogel nimmt in seinem Bericht als selbstverständlich an, daß die Schotterdecken beseitigt werden. Ich habe eine klare, eindeutige Antwort für die Ursache nie recht erhalten können. Meistens ist es wohl Vorsicht. Denn bei den Schotterdecken handelt es sich meistens um Macadamdecken ohne Packlage. Diese Angelegenheit ist deshalb sehr wichtig, weil für die deutschen Verhältnisse der Umbau unserer Landstraßen vorteilhaft und billig nur vorgenommen werden kann, wenn man auf die Schotterdecke die Betondecke legt. So ist beispielsweise auf den Betonversuchsstrecken auf der Straße im Forstenrieder Park und auf der Straße nach Tegernsee bei München verfahren. Daß an sich sonst die Unterbettung sehr genau hergerichtet wird, damit die vorgeschriebene Deckenstärke eingehalten werden kann, ist oft genug berichtet und versteht sich jetzt von selbst.

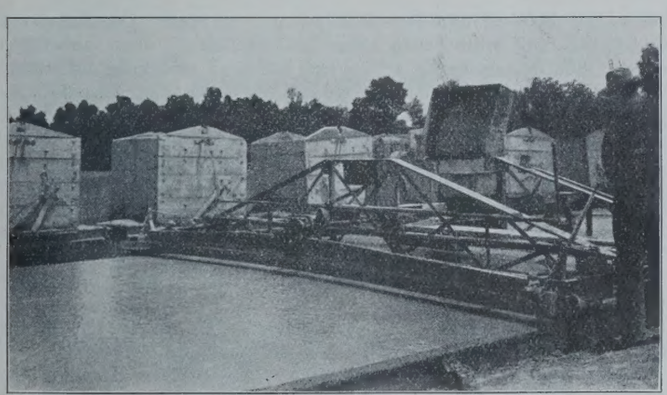


Abb. 5. Lakewood Finishing Maschine zum Abgleichen und Dichten der Oberfläche.

Zur Frage, ob ein- oder zweilagige Betondecken vorgezogen werden sollen, hat sich nach meinen Feststellungen ergeben, daß nur noch die einlagigen Anwendung finden. Das hängt wohl damit zusammen, daß die gegenwärtigen Bauweisen in der Bearbeitung der oberen Schicht so gut ausgebildet sind, daß eine bessere Mischung für die obere Schicht heute nicht mehr notwendig ist. Diese Bauweisen bestehen in der Anwendung der Lakewood-Maschinen, bei der durch Stampfen der Decke der Mörtel hochgebracht wird, der notwendig ist, um die Decke zu schließen. Zugleich wird die Luft und das Wasser ausgetrieben und werden die Hohlräume vermindert. Dadurch wird der Beton dichter, nimmt weniger Feuchtigkeit auf, dehnt sich weniger aus und zieht sich weniger zusammen. Die Lakewood-Finishing-Maschine, mit der die Decke maschinell bearbeitet wird, ist durch Abb. 5 erläutert.[1]) Sie wird in verschiedenen Formen geliefert. Die vollkommenste ist wohl die, die den eingebrachten Beton nach der vorgeschriebenen Kronenform abgleicht, ihn durch Schlagen dichtet und mit einem Bande abzieht und glättet. Der Antrieb geschieht durch einen Benzinmotor, so daß ein Mann genügt, um den ganzen Apparat zu lenken.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 11, S. 126.

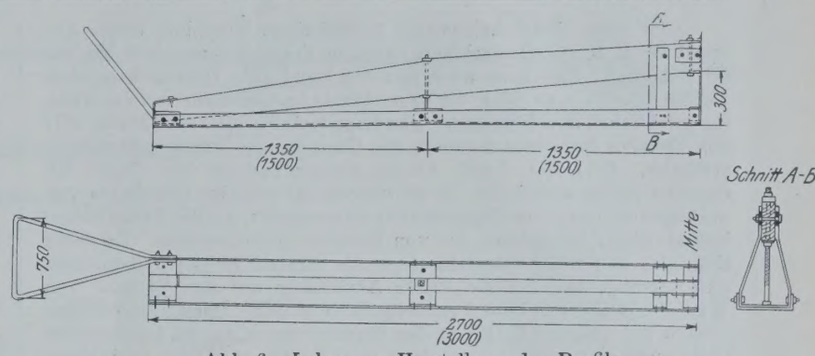


Abb. 6. Lehre zur Herstellung des Profils.

Abb. 7. Herstellung des Profils.

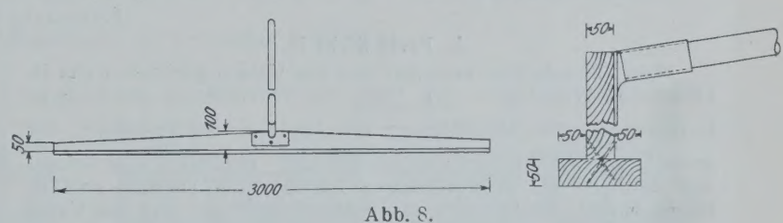
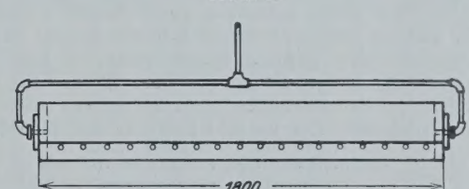


Abb. 8.



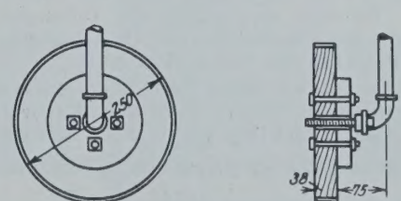


Abb. 9. Walze zur Dichtung der Oberfläche.

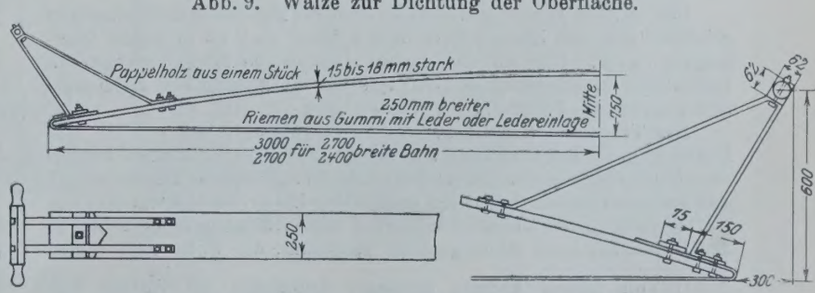


Abb. 10. Bügel zum Glätten der Oberfläche.

Aber man findet keineswegs überall diese Maschine, deren Anwendung z. B. für Deutschland kaum in Frage kommt, weil sie viel zu teuer ist. Man kann auch mit der Hand gute Decken herstellen. Darum scheint man jetzt, um es nochmals festzustellen, von den zweilagigen Decken abzukommen. Allerdings befindet sich im Bulletin 1077 der obersten Straßenbaubehörde ein Hinweis, der mir beachtenswert erscheint. Er lautet: Dort, wo ein starker Verkehr von Wagen mit eisernen Reifen stattfindet, ist es wünschenswert, eine Oberfläche von außergewöhnlich guten Eigenschaften anzuwenden, um den Abnutzungskräften dieser besonderen Art von Verkehr zu widerstehen. Es deckt sich dies mit meiner Angabe über die Straßen zwischen Bethlehem und Reading, bei der die starke Abnutzung auf den Verkehr von Wagen mit eisernen Reifen zurückgeführt wurde. Da im allgemeinen Wagen mit eisernen Reifen in den Staaten, vor allem auf Landstraßen nicht mehr verkehren, kommt jetzt diese Rücksicht bei der Ausbildung der oberen Fahrschicht nicht mehr in Frage, und damit ist die Bevorzugung der einlagigen Decke, die sich schneller herstellen läßt, wohl begründet. Die Dienstvorschriften von Pennsylvania sehen daher auch keine zweilagige Decke mehr vor. Die Finishing-Maschine ist besonders dort angebracht, wo keine Dehnungsfugen angelegt werden. Sie ist nicht anwendbar in starken Steigungen, weil dort der Beton nach unten läuft und die Decke dann wellig wird. Darum ist Handbearbeitung der Decken noch allgemein gebräuchlich. In diesem Falle wird die Decke erst abprofiliert mit einer Lehre nach Abb. 6 u. 7 (Normalien des Staates North Carolina). Dann folgt ein Stampfen mit Stampfern nach Abb. 8, dann ein Abwalzen mit einer Walze nach Abb. 9. Die Walze muß sofort zur Anwendung kommen, ehe die Oberfläche zum Abbinden gekommen ist. Die Walze soll mit einer Geschwindigkeit von 4,8 m in 45 Sek. bewegt werden. Sie wird nach jeder Abwalzung, die normal zur Straßenachse stattfindet, um die Hälfte ihrer Länge vorwärts bewegt. Zu frühes Abwalzen bewegt den Mörtel und treibt kein Wasser aus. Es muß also der Augenblick richtig abgepaßt werden. Nach dem Abwalzen, aber vor dem Bügeln, wird mit einer 3 m langen Bohle die Decke auf ihre Ebenheit untersucht, um Wellen oder Vertiefungen festzustellen. Hier wird mit einer überraschenden Peinlichkeit vorgegangen, und es werden Unebenheiten, die wir kaum bemerken würden, beseitigt. Sie werden auf der Oberfläche angeritzt, und eine Kolonne kommt, legt eine Brücke über die Decke und bessert durch Aufbringen von Mörtel aus. Dann folgt das Bügeln. Der Riemen oder Bügel nach Abb. 10 soll feucht oder geölt und stets sauber sein. Er darf nicht so schwer sein, daß er Eindrücke in dem Beton hinterläßt. Er wird sägeförmig vorwärts bewegt. Es sollen eigentlich zwei Bügel vorhanden sein, der erste wird langsam bewegt, um Unebenheiten und Wasserüberschuß zu beseitigen und die Oberfläche glatt zu machen. Der zweite soll schneller vorwärts bewegt werden, um die Schlußdecke zu geben und Eindrücke zu verhindern.

Abb. 11. Anrauhen der Oberfläche mit Besen (besonders in Steigungen).

Man ist erstaunt über die Gleichmäßigkeit der Oberfläche, in der jede Unebenheit fehlt. In Massachusetts wird dann, besonders in Steigungen, die Oberfläche mit einem Piassavabesen aufgerauht. Es wird eine Brücke über die Decke gelegt und an ihr der Besen entlanggezogen (Abb. 11).

An solcher mit einem Besen aufgerauhten Oberfläche konnte man feststellen, ob die Betonstraßen überhaupt eine Abnutzung erleiden, denn dann fahren sich die kleineren Rippen zuerst ab, aber man konnte auf Decken, die schon sehr lange befahren worden sind, die Besenspuren deutlich erkennen, so daß man annehmen muß, daß der Gummireifenverkehr die Decken kaum abnutzt. (Fortsetzung folgt.)

Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Ernst Gaber**, Karlsruhe.

(Fortsetzung aus Heft 47.)

4. Freie Sicht II.

Diese Hängebrücke verankert ihre aus Kabeln gebildete Kette in künstlichen Widerlagern. Die Weite der Seitenöffnung mit 39,48 m beträgt nur $\frac{1}{3}$ der Mittelöffnung mit 118,44 m, ein Verhältnis, das statische wie ästhetische Vorteile bieten soll. Besonders wird betont, daß nunmehr die Seitenöffnungen ungefähr die gleichen größten Biegemomente erhalten wie die Mittelöffnung, und daß das Kabel seine Tragkraft nur dann auswirken kann, wenn es mindestens über eine große Öffnung gespannt wird. Insofern kommt dem gewählten System vielleicht eine gewisse Berechtigung zu trotz der kleinen sonstigen Verhältnisse der Baustelle. Dem Kabel wird das gesamte Eigengewicht der Brücke zugewiesen, so daß es nach der Parabel geformt werden kann. Die Parabel erhält in der Mittelöffnung einen Stich von 12 m, hat also ein Pfeilverhältnis von rd. $\frac{1}{10}$. Dem Versteifungsträger werden die Biegemomente aus Verkehrslast und Wärme zugewiesen. Er stellt einen über drei Öffnungen durchlaufenden Fachwerkträger mit Wandstreben dar. Der Querträgerabstand beträgt 6,58 m, die Feldweite des Fachwerks 3,29 m.

Die Brücke hat ein festes Lager über einem Strompfeiler. Da die Hauptträger außen liegen, dient der Obergurt des Versteifungsträgers als Geländer und liegt 1,10 m über dem Gehweg. Die Höhe des Versteifungsträgers ist 2,80 m $= \frac{118{,}44}{42}$ und vergrößert sich nur bei den Pfeilern auf 3,80 m $= \frac{118{,}44}{31}$.

Bei 18,70 m Hauptträgerabstand wird die Fahrbahn aus Belageisen gebildet, die auf Längsträgern aus I-Eisen und 1,6 m hohen Querträgern ruhen. Nur an den Pylonen ruhen die Längsträger durch Rollenlager verschieblich auf den Querträgern auf, da hier Dehnungsfugen durch die Fahrbahn vorgesehen sind.

Das Tragkabel besteht aus sieben Spiraldrahtseilen von 104 mm Durchm. mit einer Bruchlast von mindestens 1020 t, die einen Patentverschluß erhalten. Der Baustoff des Kabels ist gezogener Tiegelstahlguß und soll eine Bruchfestigkeit von mindestens 125 kg/mm² haben. Auf den Auflagerstellen des Kabels werden die sechs Zwischenräume zwischen den Einzelseilen mit Zinklegierung ausgefüllt, die unter dem hohen Druck plastisch wird und sich in alle Fugen einpreßt. Das Kabel soll nachträglich auf seine ganze Länge mit Stahldraht dicht umwickelt werden. Die Kabelschellen sollen aus Stahlguß zweiteilig hergestellt werden und zwischen sich ein Knotenblech für den Anschluß der Hängestange fassen. Durch Schrauben können die beiden Schellen so fest aneinander gepreßt werden, daß genügend Reibung am Kabel entsteht. Jede Hängestange erhält zur richtigen Einstellung ihrer Länge ein Rechts- und Linksgewinde. Für den Versteifungsträger wird St 48 vorgeschlagen. Er wird an seinen beiden Enden mit Flacheisen, die im Stehblech des Endquerträgers angreifen, in den Widerlagern verankert.

Das Gewicht der Kabel beträgt 235 t, des übrigen Eisenbaues insgesamt 1870 t.

Der Entwurf weist keine näheren Zeichnungen auf, ist aber in der Denkschrift sorgfältig beschrieben und gründlich durchgearbeitet.

IV. Gruppe.

1. Kröpfung und Stufung.

Die Verfasser betonen, daß sie es zum ersten Mal versucht haben, innerhalb einer Öffnung, und zwar hier der Mittelöffnung, eine Stufung, d. h. eine sprungweise Änderung der Trägerhöhe einzuführen, und glauben damit die angenehmste Linie für das Auge gefunden zu haben.

Die beiden Seitenöffnungen haben ihr Tragwerk unter der Fahrbahn, in der Mittelöffnung liegt es darüber. Die Gehwege sind außen angeordnet.

Im übrigen beschränkt sich der Entwurf auf eine bildhafte Darstellung ohne Konstruktionszeichnungen und Berechnung und stellt keinen ernsthaften Vorschlag dar.

Massivbau.

V. Gruppe.

1. Geist der Gotik.

(Angekaufter Entwurf.) Grün & Bilfinger und M. Kröger. Architekt Dr.-Ing. Schmechel, Mannnhein.

Indem zwei Mittelpfeiler im Abstande von 80 m und die beiden Widerlager in einer Entfernung von 196 m angeordnet werden, entstehen zwei Seitenöffnungen von 55,6 m und eine Mittelöffnung von 75,2 m Weite, da jeder Flußpfeiler 4,80 m stark angenommen wird. Die Unterkante-Konstruktion bleibt in der Mitte noch 90 cm über dem für die Schiffahrt vorgeschriebenen Lichtraum, während der

[1] Von diesem Aufsatz erscheint demnächst im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W66, ein Sonderdruck. Geh. 2,40 R.-M.

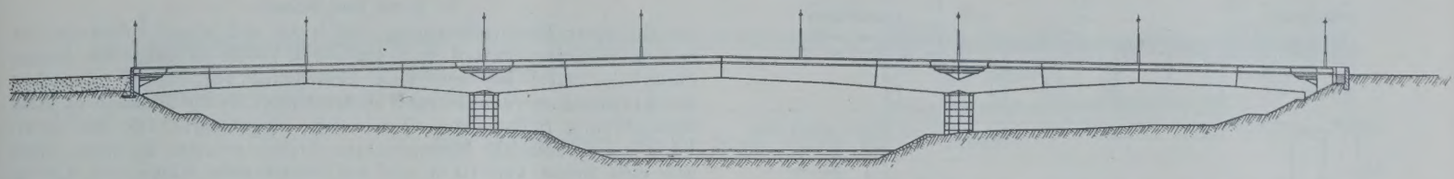


Abb. 13. Entwurf „Geist der Gotik". Ansicht.

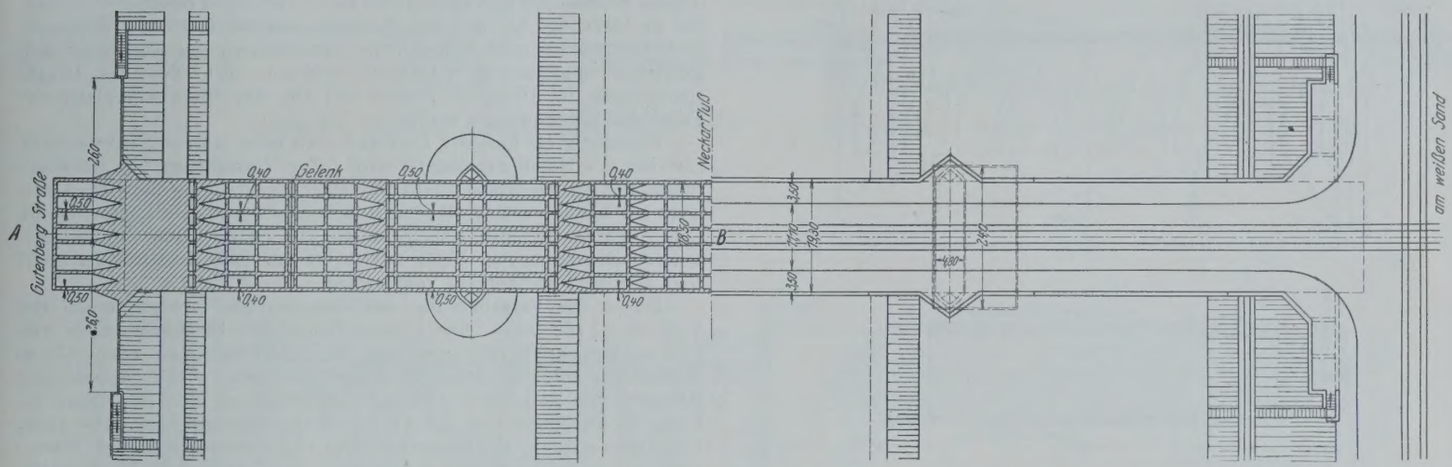


Abb. 14. Entwurf „Geist der Gotik". Wagerechter Schnitt unterhalb der Deckplatte. Draufsicht.

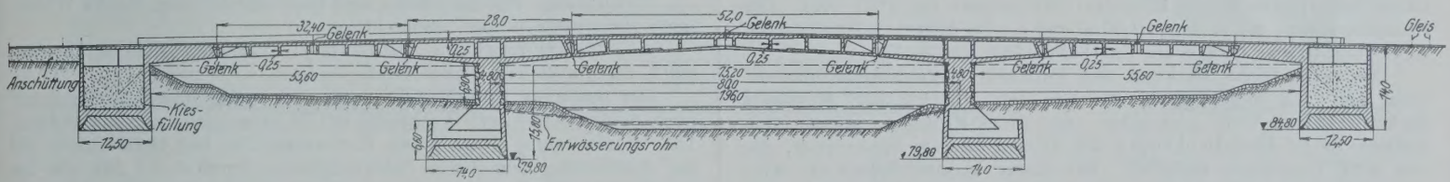


Abb. 15. Entwurf „Geist der Gotik". Längsschnitt $A—B$ zwischen zwei Rippen.

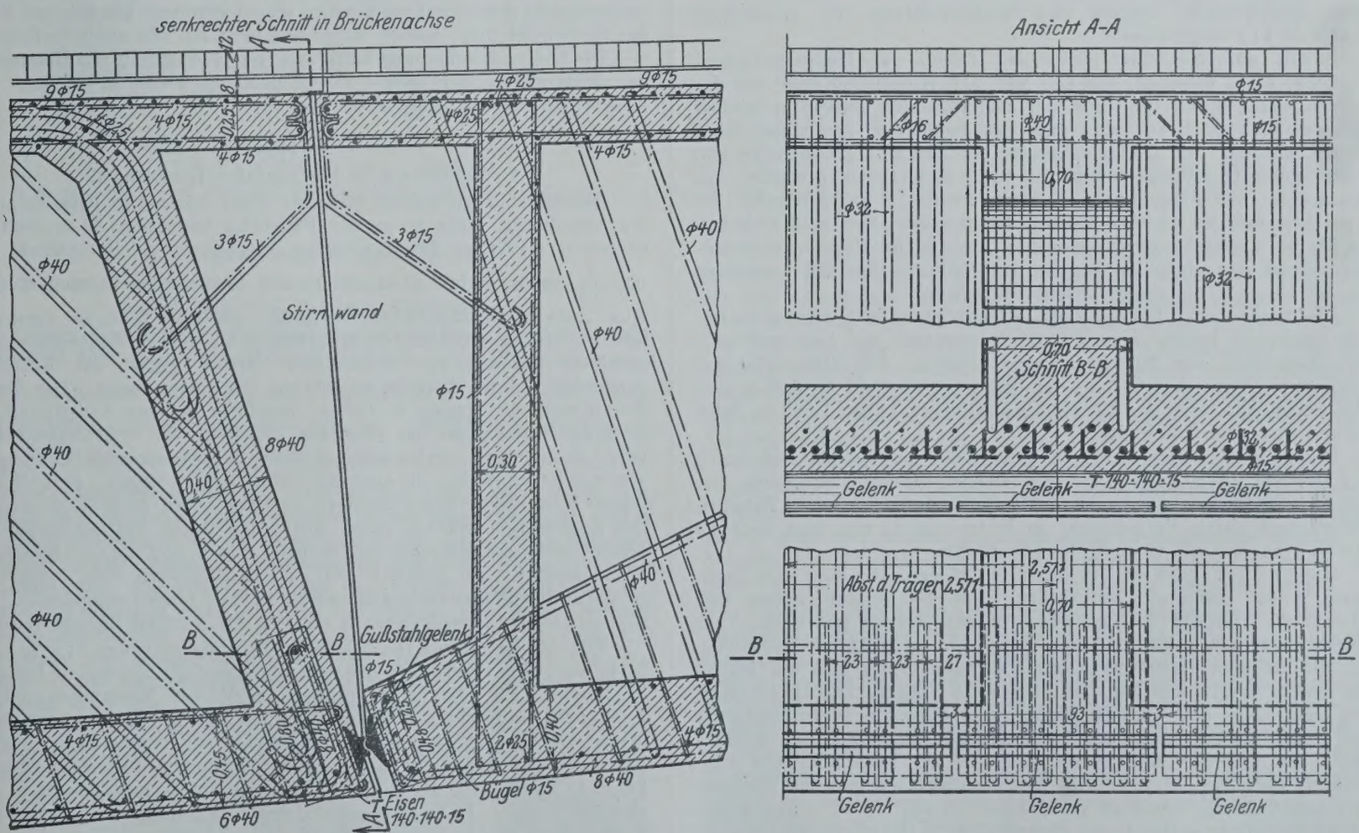


Abb. 17. Entwurf „Geist der Gotik".

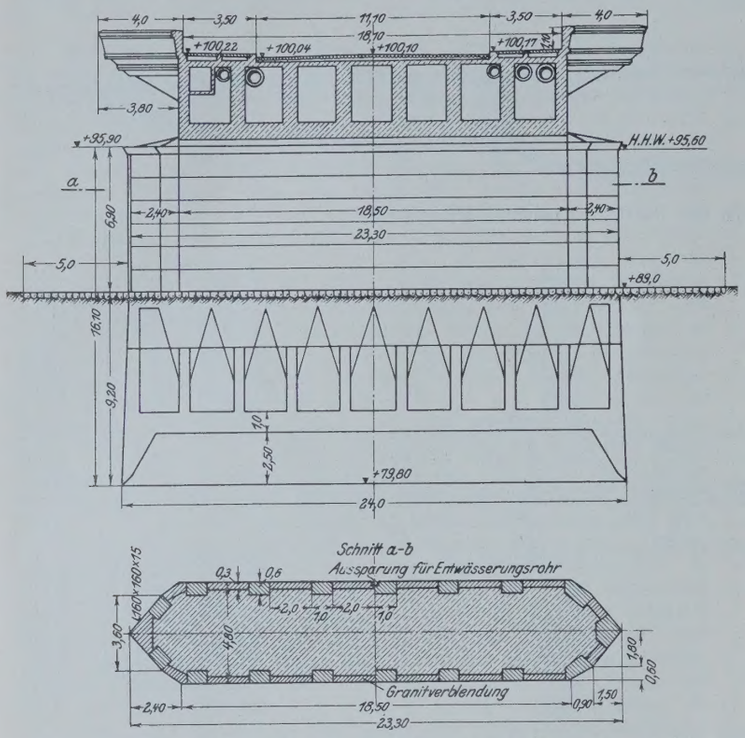


Abb. 16. Entwurf „Geist der Gotik".

tiefste Lagerpunkt 30 cm über dem Hochwasser von 1882 liegt. Die Kämpfergelenke selbst liegen 1,50 m und 2,80 m über dem Hochwasser. Acht Hauptträger tragen die Fahrbahn (Abb. 13 bis 17).

Das wesentliche Merkmal des Entwurfs besteht darin, daß sowohl von den Widerlagern wie von den Mittelpfeilern biegefeste Balken 11,60 m weit auskragen. Auf diese Kragarme stützen sich äußerst flache Dreigelenkbogen mit 52 und 32,40 m Spannweite, die aus acht Tragrippen bestehen. Bei dieser kleinen Stützweite wird es möglich, die Tragwerke mit geringer Konstruktionshöhe auszubilden. Die Spannungen im Beton des Dreigelenkbogens wachsen auf 60 kg/cm² an. Für die hoch beanspruchten Bauwerkteile ist Eisenbeton, hochwertiger Zement und Stahlbewehrung, im Mischungsverhältnis 1 : 4 vorgesehen.

Indem auf der einen Seite der Schub der Dreigelenkbogen möglichst klein gehalten, das Gewicht der Widerlager aber auf der anderen Seite durch die Last der auskragenden Balken möglichst groß gemacht wird, soll eine gute Standsicherheit der Mittelpfeiler erreicht werden. Die Dreigelenkbogen erhalten eine große Reihe von 25 cm breiten Gußstahlgelenken. An die Kämpfergelenke werden zur Verstärkung der Balkenkante T-Eisen Profil 14 angeschraubt, die 23 cm gegenseitigen Abstand haben. An den Kämpfern sind zwischen den Rippen Verstärkungen angeordnet, um die Stützlinie in einwandfreier Weise den einzelnen Rippen zuzuführen. Die Pfeiler erhalten eine 30, bezw. 60 cm starke Granitverkleidung.

Die 25 cm starke Fahrbahnplatte hat Rippen in 2,586 m Abstand und besonders kräftig ausgebildete Querrippen zur Lastverteilung. Die Kragbalken der Widerlager sind massiv. Die Stützweite der Fahrbahnplatte beträgt 2,60 m, der Querträgerabstand ist 6,20 m und seine Stützweite 2,586 m, die acht Hauptträger haben 2,586 m Achsabstand und sind 0,42 m stark.

Die Scheitelsenkungen durch Schwinden des Betons und durch Eigengewicht in Höhe von 93 mm werden durch Überhöhung des Lehrgerüstes ausgeglichen. Es verbleiben somit nur noch Scheitelbewegungen durch Verkehrslast in Höhe von 21 mm und infolge von Wärme (± 15° C) in Höhe von 49 mm.

Gründung: Es wird die sicherste Art der Gründung, mit Senkkasten unter Druckluft, vorgesehen. Die Senkkasten haben eine Grundfläche von 20 : 12,5 und 24 : 14 m und werden mit Beton 1 : 12 ausbetoniert. Die größte Bodenpressung wird zu 4,5 kg/cm² berechnet.

Für die acht Hauptträger mit Fahrbahn ergibt sich ein Bedarf von 1845 m³ Eisenbeton 1 : 4, 245 t Eisen, 29 t Lager. Die exzentrische und tiefe Lage des Kämpfergelenkes am Kragarm ist beängstigend und erfordert daher nicht nur besondere konstruktive Mittel, sondern auch eine außergewöhnliche Sorgfalt auf der Baustelle. Der konstruktive Gedanke ist eigenartig und verdient, gelegentlich zunächst an einem kleineren Bauwerk verwirklicht zu werden. Die ungewöhnlich große Fundamentbreite der Pfeiler wird die Gründungskosten stark anschwellen lassen.

2. Kern und Schale.

Bei einer Pfeilerentfernung von 80 m und einem Abstande der beiden Widerlagermitten von 196 + 1 = 197 m erhalten die beiden Flußpfeiler auf jeder Seite eine Auskragung von 21,5 m. Zwischen die Kragarme werden sowohl in der Mittelöffnung als auch in jeder Seitenöffnung Balken von 37 m Länge eingehängt. Die nur durch Verkehrslast einseitig beanspruchten Pfeiler erhalten an ihrer Sohle nur eine Breite von 10 m und am Schaft eine Stärke von 4,50 m, wogegen der vorige Entwurf „Geist der Gotik" an der Pfeilersohle eine Breite bis zu 24 m vorsah. Sämtliche Tragteile dieses Gerberträgers erhalten als Bewehrung eine fertig vernietete Eisenkonstruktion, die so berechnet ist, daß das Eisen im Zuggurt alle Zugspannungen, und daß die eisernen Wandglieder sämtliche in der Tragwand auftretenden Spannungen aufnehmen können. Ein Teil der Druckspannungen im Obergurt jedoch soll von der Eisenbetonplatte der Fahrbahn übernommen werden.

Eigenartig ist nun der Umstand, daß jeder eiserne Fachwerkstab für sich mit Beton ummantelt wird. Zur Vermeidung von Schwindrissen werden die Stäbe zuvor mit einer Drahtspirale umwickelt und dann so betoniert, daß überall mindestens 2,5 cm Deckbeton bleibt. Die Trägerrippen sind 100 cm breit. Die rechteckigen Strebenquerschnitte wachsen von 30/30 auf 40/40 cm. Als Baustoff ist St 37 und hochwertiger Zement vorgeschlagen.

Durch die Vergrößerung der Steigung der Straßenrampen von 1 : 70 auf 1 : 62 kann eine Konstruktionshöhe in Brückenmitte von 2,56 m erreicht werden, so daß für die Tragrippen noch 2,36 m Höhe übrig bleiben. Die acht Tragrippen haben einen gegenseitigen Abstand von 2,50 bezw. 2,80 m. Die Untergurte der Tragrippen erhalten in Abständen von 2,00 bis 2,50 m Querverbindungen. Die ganze Fahrbahn wird in Brückenachse wegen des Schwindens, der Wärme und der ungleichmäßigen Belastungen der Einzelträger längs geteilt. Die eingehängten Träger ruhen auf Lagern aus Schmiedestahlplatten und in den beweglichen Lagern auf Rollen.

Gründung: Für die Pfeiler wird Preßluftgründung, für die Widerlager Brunnengründung vorgeschlagen.

An Eisenkonstruktion wird nötig: Für den Brückenüberbau 620 t, für die beiden Pfeiler 115 t.

Der unsichere Untergrund ist der Anwendung dieses Systems mit nach beiden Seiten weit auskragenden Zwischenpfeilern nicht günstig. Die Ummantelung eines jeden Fachwerkstabes mit Beton hätte bei der Ausführung mancherlei Schwierigkeiten bereitet, so daß die dadurch erstrebte Gewichtsersparnis durch Mehraufwand an Schalung und Arbeit zum Teil wieder aufgezehrt würde. Im ganzen bedeutet der Entwurf einen beachtenswerten Vorschlag, dem man bei gutem Untergrunde manchmal wird näher treten können. Die schmale Sohle der Flußpfeiler birgt jedoch einige Gefahren für den sicheren Bestand.

Die äußere Erscheinung befriedigt, nur wird durch das Hochziehen der Mittelpfeiler der innere Zusammenhang zwischen Pfeilern und Kragarmen für das Auge unterbrochen.

VI. Gruppe.

1. Horizontal in horizontaler Landschaft.

Bezeichnend an diesem Versuche einer Lösung in Eisenbeton ist die Anordnung eines unter der Fahrbahn liegenden 86 m weit gespannten mittleren Brückenbogens mit einem Pfeilverhältnis von nur $\frac{1}{12}$, dessen Schub aber nicht durch Seitenbogen gemindert wird. Aus „rein architektonischen" Gründen sind Seitenbogen verworfen und ist dafür je ein Eisenbetontragbalken auf drei Zwischenstützen angeordnet worden, ein elementarer Verstoß gegen das Entwurfsprogramm. Der Mittelbogen ist ein Dreigelenkbogen. Um seinen Schub möglichst gering zu halten, wurde er in neun Tragrippen von je 40 cm Breite unter der Fahrbahn aufgeteilt, die einen Achsabstand von 1,45 m haben. Unter jedem Gehweg liegen noch zwei Bogenrippen von nur 30 cm Breite, die auch die Rohrleitungen tragen. Jeder Strompfeiler muß wegen des einseitigen Schubes unten 24 m stark werden. Die Bogenrippen werden oben und unten durch Platten verbunden, deren Stärke am Kämpfer und Scheitel 40 cm und am Gewölbeviertel 50 cm beträgt. Im Scheitel und an den Kämpfern wird dieses ausgehöhlte Gewölbe auf eine angemessene Länge massiv ausgebildet. Die Rippen und die Gewölbeplatten erhalten die normale Eisenbewehrung.

Für den Beton aus Doppelzement ist vorgeschlagen: 1 : $2\frac{1}{2}$: 3 mit 70 kg/cm². Die Pressungen aus dem Eigengewicht des Betons betragen 35 kg/cm². Für die Gelenkquadern wird das Mischungsverhältnis 1 : $2\frac{1}{2}$: $2\frac{1}{2}$ vorgesehen, und ihre Eisenbewehrung wird als Rost eingebracht. Die Gelenke werden als gußstählerne Zylindergelenke ausgebildet. Die Fahrbahn über dem Mittelbogen besteht aus normalem Zementbeton 1 : 5 und ruht mit 35 cm starken Wänden unmittelbar über dem Gewölberücken. Es ist bedauerlich, daß falsch aufgestellte ästhetische Forderungen hier zu diesem Mißgriff geführt haben, die Seitenbogen zu vermeiden, da sonst eine beachtenswerte Lösung geschaffen worden ist.

Abb. 18. Entwurf „Straffer Bogen, flacher Stich". Ansicht.

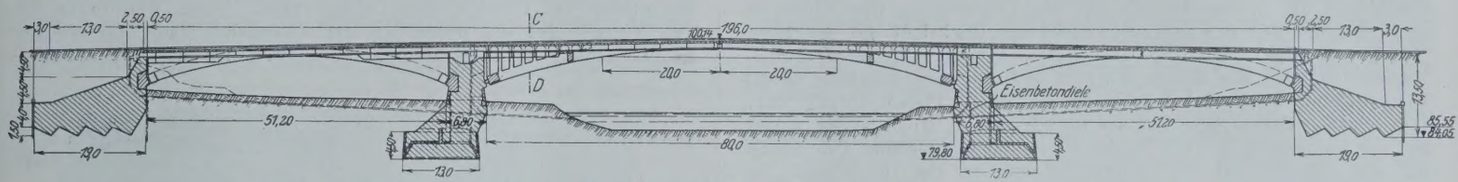


Abb. 19. Entwurf „Straffer Bogen, flacher Stich". Längsschnitt $A—B$ zwischen zwei Rippen.

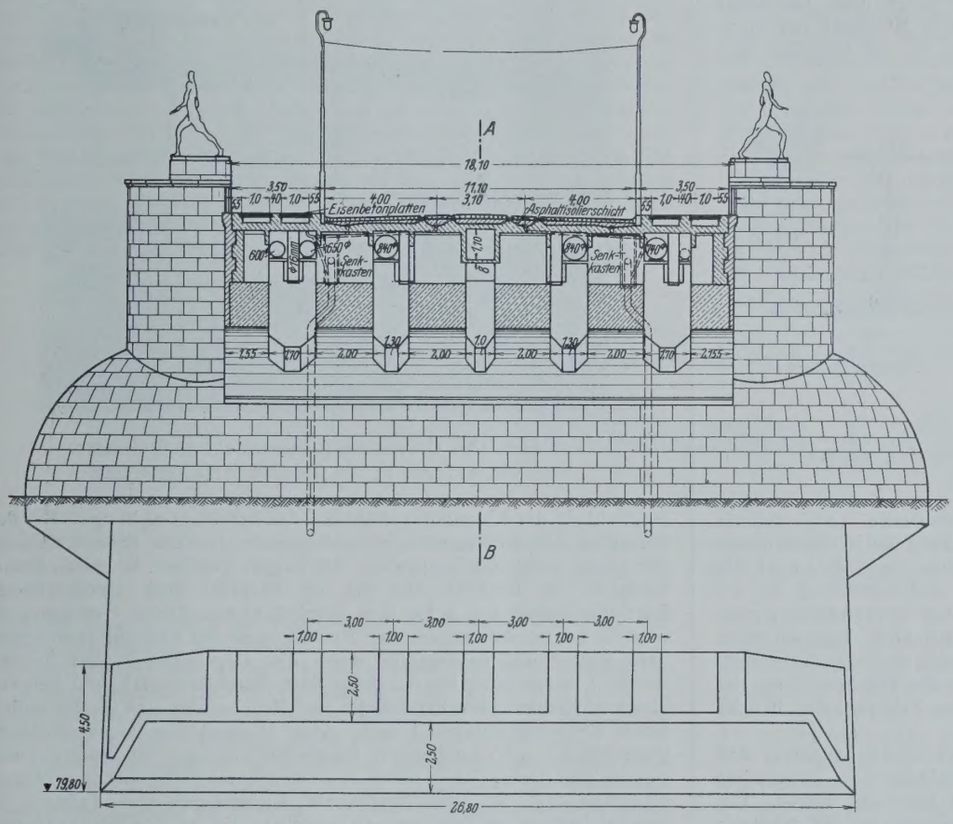


Abb. 20. Entwurf „Straffer Bogen, flacher Stich". Schnitt $C—D$ durch den Mittelbogen.

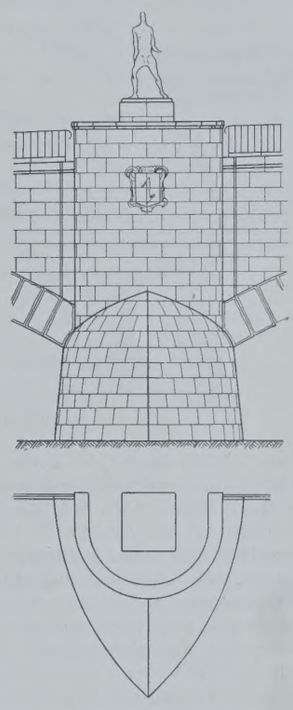


Abb. 21. Entwurf „Straffer Bogen, flacher Stich". Pfeiler.

2. Straffer Bogen, flacher Stich.

(Angekaufter Entwurf.) Jos. Hoffmann & Söhne, Mannheim, Architekt Prof. Billing, Karlsruhe.

Indem der Verfasser die Fahrbahn in der Mitte auf 100,14 hebt, gelingt es ihm, in der Mittelöffnung unter ihr einen Dreigelenkbogen von 79 m Stützweite mit $\frac{1}{12,8}$ Stich einzufügen. Die beiden Seitenbogen haben 51,00 m Stützweite zwischen den Kämpfergelenken mit $\frac{1}{10,8}$ Stich. Der Strompfeiler sitzt auf einem exzentrisch angeordneten Eisenbetonsenkkasten von 13 m Grundbreite und 4,50 m Höhe. Der eigentliche Pfeilerschaft hat über dem Gelände eine Stärke von 6,80 m. In der Mittelöffnung ist der Bogen unter der eigentlichen Fahrbahn aufgelöst in vier einzelne Eisenbetonbogen von je 4 m Breite bei 1,30 m Zwischenraum. Die zwei Randbogen sind 1,55 m breit und haben von ihren Nachbarbogen einen Abstand von 1,70 m. Die Gewölbestärken sind im Mittelbogen 1,33, 2,00, 1,50, im Seitenbogen 1,50, 1,80, 1,50. Der Beton des großen Bogens ist 1:4, des kleinen 1:5. In dem Schlitz in der Brückenachse ist der Kabelraum, in den vier anderen Schlitzen sind die Rohrleitungen usw. untergebracht. Im Mittelbogen treten Druckspannungen von rd. 70 kg/cm² auf, so daß hochwertiger Zement vorgeschlagen wird. Unmittelbar hinter dem Gelenk wird jede Gewölberippe mit 100 kg/cm² beansprucht. Gegen den Kämpfer zu verschwinden die Schlitze zwischen den Einzelbogen. Die beiden Endwiderlager sind an der Sohle 19 m breit und sollen durch sägeförmiges Abtreppen den Schub gut auf den Untergrund ableiten. Die Einzelbogen der Mittelöffnung haben am Kämpfer und im Viertelpunkt Querversteifungen. Die Fahrbahn wird auf sie durch 60 cm starke quergestellte Pfeilerwände abgestützt (Abb. 18 bis 21).

Die Gründung der Mittelpfeiler ist eine Vereinigung von Senkkastengründung, Brunnenabsenkung und offener Baugrube zwischen Spundwänden, indem Brunnen in Form von Senkkasten vorgesehen werden. Die Widerlager sollen in offener Baugrube zwischen Spundwänden hergestellt werden.

Der Entwurf wird dadurch von den andern ähnlichen äußerlich unterschieden, daß seine drei Bogen durch Verkleidung mit über die Gewölbestärke hinausreichenden, stark bossierten Quadern mit Randschlag längs den beiden Leibungen stark hervorgehoben werden, wobei aber die Gelenke nicht besonders in die Erscheinung treten, sondern nur durch die lotrechten Dehnungsfugen kenntlich werden.

Nach den ungünstigen Erfahrungen der Stadtgemeinde beim Bau der Jungbuschbrücke herrscht dort begreiflicherweise ein großes Mißtrauen gegen solche flache Bogen. Der Entwurf aber stellt eine folgerichtig durchgearbeitete Lösung der schwierigen Aufgabe durch Gewölbe dar und verdient Anerkennung. Eigentümlich berührt nur der Vorschlag des Architekten, die Hausteine aus Muschelkalk oder Granit zu nehmen. Er scheint den gerade für solche Zwecke vorzüglichen Eberbacher Buntsandstein nicht zu schätzen, der mit seinem großen Gehalt an Kieselsäure dem Muschelkalk in Festigkeit und Wetterbeständigkeit weit überlegen ist. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Abraumförderbrücken im Braunkohlentagebau.

(Schluß aus Heft 45.)

Abraumförderbrücken sind deshalb nach allen Raumrichtungen hin beweglich auf den Unterwagen und außerdem auf dem Unterwagen der einen Seite noch in weiteren Grenzen längs verschiebbar anzuordnen. Die Raumbeweglichkeit erfordert allerdings eine Dreipunktabstützung des Brückenkörpers auf den Unterwagen, was wiederum eine Vergrößerung des Trägergewichtes mit Rücksicht auf die durch Wind, einseitige Belastung und dergl. auftretenden Verdrehungsbeanspruchungen des Brückenkörpers bedingt. Die allseitige Raumbeweglichkeit wurde bei der ersten Anlage in Plessa durchgeführt, indem der Brückenträger auf der Baggerseite in einer großen Kugel, auf der Haldenseite in zwei Zapfen abgestützt wurde, eine Anordnung, die sich, ebenso wie die Schlittenführung an der Haldenseite, im Betriebe gut bewährt hat.

Die Verteilung der Stützdrücke auf die zahlreichen Laufräder muß eine möglichst gleichmäßige sein, da auch innerhalb der Fahrwerke bei deren Länge größere Unterschiede in der Gleislage auf-

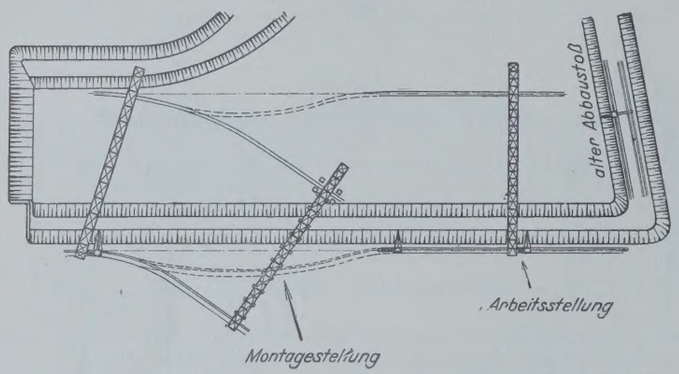


Abb. 12. Überführung der Brücke aus der Aufbau- in die Arbeitsstellung.

treten. Auch ist zu beachten, daß die Fahrwerke durch scharfe Gleiskrümmungen fahren müssen, damit der Abbau den Veränderungen der Markscheide nach Möglichkeit folgen kann. In Abb. 12 ist die Überführung der Brücke in Plessa aus der Aufbaustellung in die normale Arbeitsstellung dargestellt. Die hierbei notwendigen Krümmungen, die besonders aus Abb. 13 ersichtlich sind, konnten ohne Schwierigkeit durchfahren werden. Abb. 13 läßt auch die Verschiebbarkeit des Schlittens auf den Unterwagen, die Schrägstellung der Brücke zur Fahrgleisrichtung und die starke Neigung der Brücke nach der Haldenseite hin erkennen.

Beim Fahren der Brücke in die Endlagen ist zu beachten, daß das von dem Bagger bei feststehender Haldenstütze gewonnene Material eine Anstauung an der Haldenseite bewirken würde. Um dem entgegenzutreten, arbeitet von einer bestimmten Fahrstellung aus das haldenseitige Fahrwerk gegenüber dem baggerseitigen Fahrwerk verzögert, so daß also die Brücke an den Enden des Tagebaues möglichst bereits in Schräglage ankommt und somit das gesamte

Sind die Deckgebirge im Verhältnis zum Flöz stärker, so daß man mit den heute üblichen Baggern nicht mehr in einem Schnitt abräumen kann, so ist es zunächst möglich, die Baggereinrichtung in die Brücke selbst einzubauen und die die Eimerkette tragende Eimerleiter am Brückenträger aufzuhängen. Diese Anordnung hat den Vorteil, daß die Schnittiefe der Eimerleiter dann nur von der Beanspruchung der Eimerkettenschaken bezw. von der Beobachtungs-

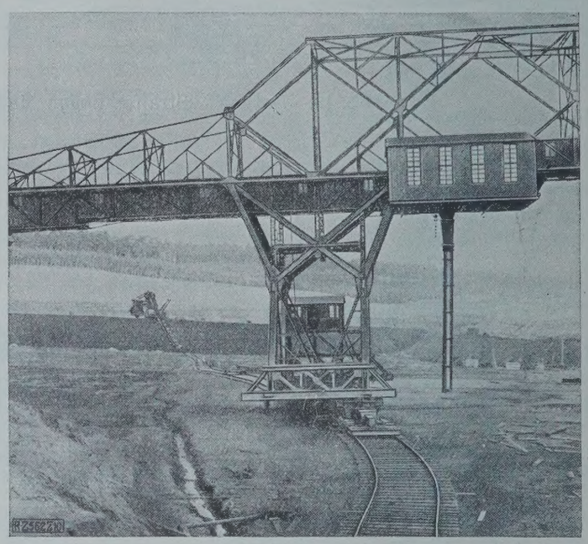


Abb. 13. Überführung der Brücke in Plessa aus der Aufbau- in die normale Arbeitsstellung.

möglichkeit der Eimerleiter während des Betriebes abhängt. Bei den normalen Abraumbaggern ist die Grenze für die Eimerleiterlänge vor allem durch die Kippgefahr der Bagger gegeben, da deren Standfestigkeit im Hinblick auf die im Bergbau noch zweckmäßigen Schwellenlängen von 5 bis 6 m beschränkt ist. Dieser Gesichtspunkt scheidet bei der Anhängung der Eimerleiter an der Abraumförderbrücke usw. aus, wobei naturgemäß auch das Gegengewicht des Baggers fortfällt: ferner entfallen das besondere Baggerfahrwerk und der Verbindungsförderer zwischen Bagger und Brücke, der eine Quelle unliebsamer Betriebsstörungen bildet. Abb. 14 zeigt eine solche Abraumförderbrücke mit eingehängter Baggereinrichtung. Ein Vorteil dieser Bauart liegt darin, daß es dabei möglich ist, die Fahrgleise in größerem Abstande von der Böschungskante zu verlegen und dadurch die Standsicherheit der Böschung zu erhöhen. Es ist hier ferner möglich, Deckgebirge bis etwa 25 m Mächtigkeit in einem Schnitt zu gewinnen, statt wie bisher in zwei bis drei Schnitten. Durch die Zusammenlegung von zwei oder drei Baggerbetrieben in einen einzigen Bagger-

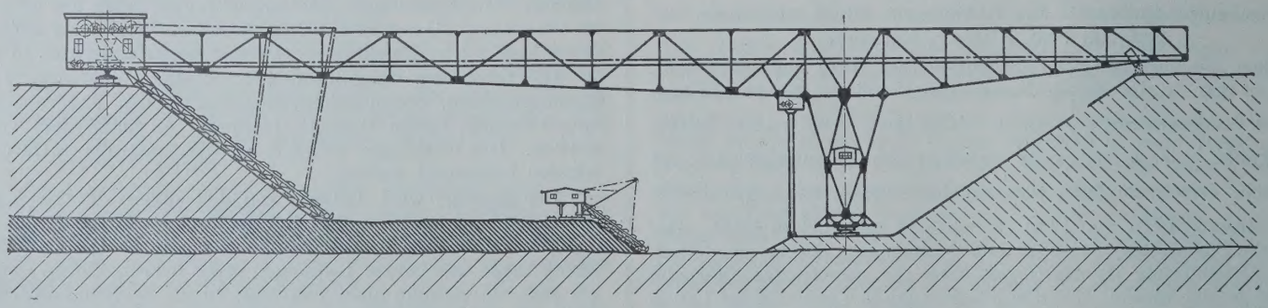


Abb. 14. Abraumförderbrücke mit eingehängter Baggereinrichtung.

während der Fahrt vom Bagger gewonnene Abraumgut auf die verhältnismäßig kürzere Halde verteilt wird. Hieraus ergibt sich die Notwendigkeit, die beiderseitigen Brückenfahrwerke nicht nur getrennt, sondern auch mit verschiedenen Geschwindigkeiten arbeiten zu lassen. Der Betrieb bringt es häufig sogar mit sich, daß die Fahrwerke in den durch die Länge der Schlittenführung gegebenen Grenzen gleichzeitig nach verschiedenen Richtungen hin arbeiten. Die Fahrmotoren werden zweckmäßig von je einem Führerstand an der Bagger- und an der Haldenseite aus gesteuert, wobei für Verständigung der Führer durch Lautfernsprecher oder dergl. zu sorgen ist.

betrieb können natürlich erhebliche Ersparnisse an Material, Strom und Arbeitskräften erzielt werden.

Die Leistung der Abraumförderbrücken kann bequem den Leistungen der zugehörigen Bagger angepaßt werden. Im allgemeinen wird man für die Förderung des Bodens über die Brücke hinweg Gurtförderer anordnen. Dies ist besonders dann möglich, wenn das Deckgebirge vorwiegend aus Sand besteht. Handelt es sich um stark steinigen Boden oder vorwiegend Lehm, Ton, Letten und dergl., so können Gurtförderer unter Umständen nicht verwendet werden, weil solches Material sich an der Absturzstelle nicht immer willig

vom Gurt ablöst, was ein starkes Verschmutzen zur Folge hat. In diesen Fällen empfiehlt sich eine Wagenförderung durch muldenförmige Kippwagen, wie sie erstmals von der ATG für eine Förderbrückenanlage des Bruckdorf-Nietlebener Bergbau-Vereins in Halle ausgeführt wird. Die Förderung geschieht hier durch zwei im Pendelverkehr arbeitende Wagen von rd. 7 m^3 Nutzinhalt, der an der Haldenseite aus dem schaufelförmigen Wagenkasten ausgekippt wird. Diese Art der Förderung hat, abgesehen von ihrem robusten Aufbau, der bei dem Tagebaubetriebe nicht zu unterschätzen ist, den Vorteil, daß die Wartungs- und Instandhaltungskosten wesentlich niedriger ausfallen als bei Gurtförderung, da die Gummigurte mit Baumwolleinlagen ein verhältnismäßig teures Fördermittel darstellen und die Anlage wegen der zahlreichen Schmierstellen einer sorgfältigen Wartung bedarf.

Bei Gurtförderern sollte man die ganze Förderanlage gegen Witterungseinflüsse verschalen. Die Möglichkeit, den Abraumbetrieb im Winter so lange aufrecht zu erhalten, bis das Einfrieren der Abraumböschung den Angriff der Eimer verhindert, darf durch den Förderbrückenbetrieb nicht eingeschränkt werden, und die Ausbildung der Förderanlagen muß dem unter allen Umständen Rechnung tragen. Bei der Anlage in Plessa wurde aus diesem Grunde die gesamte Förderanlage mit Holz verschalt und in der Mitte des Brückenträgers eine Luftheizanlage eingebaut. Die erwärmte Luft wird durch eine Rohrleitung nach beiden Brückenseiten hin abgeleitet; die Heizung hat sich für die Durchwärmung des Raumes bei 20° Frost noch als genügend erwiesen. Die Holzverschalung und die Heizanlage bedingen selbstverständlich eine Erhöhung des Anlagekapitals gegenüber der Wagenförderung; dagegen hat die Gurtfördereranlage den Vorzug der stetigen Förderung.

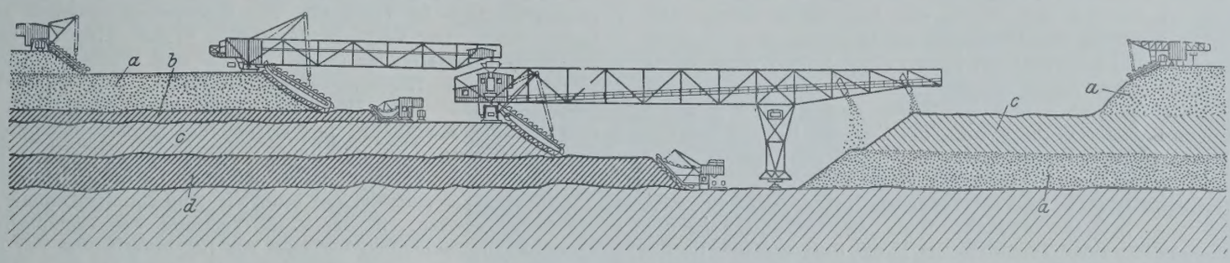
Die übrigen Fördermittel, wie Becherketten, Sandviken-Stahlbänder u. dergl., kommen für den Abraum-Förderbrückenbetrieb kaum in Frage, da die erforderlichen großen Leistungen, die im allgemeinen 400 bis 750 m^3/Std. betragen, damit nicht zu erreichen sind.

Unter Umständen ist es erwünscht, durch ein- und ausziehbare oder schwenkbare Zusatzförderer an der Haldenseite die anfallenden Massen zweckmäßig zu verteilen. Durch verschiedene Abstürzpunkte jenseits der Stütze ist es aber auch möglich, die Halde schichtweise aufzubauen, wie dies beispielsweise für die Förderbrückenanlage für die Gewerkschaft des Bruckdorf-Nietlebener Bergbau-Vereins in Halle (Abb. 15) beabsichtigt ist. Diese Anlage zeigt die Anpaßfähigkeit eines Förderbrückenbetriebes an die wechselnden Verhältnisse des Tagebaues. Wie ersichtlich, sind dort zwei Flöze abzubauen, die durch ein Tonmittel von rd. 9 m Mächtigkeit getrennt sind. Über dem oberen Flöz liegt eine Schicht Kies und Sand. Nach Einrichtung des Brückenbetriebes wird der oberste Schnitt nach wie vor durch Züge und Lokomotiven abgefahren und auf der gegenüberliegenden Haldenseite durch einen Absetzapparat eingeebnet. Dagegen wird der zweite Schnitt, der in der Hauptsache aus Kies besteht, mittels einer Hilfsbrücke über den oberen Kohlenbetrieb hinweggeleitet. Die Hilfsbrücke stützt sich derart auf die Hauptbrücke, daß sie gegen diese raumbeweglich gelagert und außerdem auf dem oberen Gurt der Hauptbrücke 5 m verfahrbar ist. Der unterste Schnitt, der das Tonmittel gewinnt, wird gleichfalls unter Zwischenschaltung eines Querförderers nach der Hauptbrücke befördert und nach der Halde gefördert. Die schweren Kiesmassen des zweiten Schnittes werden etwa in halber Auslegerlänge abgestürzt, so daß sie, dem Abbau des Feldes entsprechend, die untere Schicht der Abraumhalde bilden werden. Die Tonmassen aus dem Zwischenmittel werden an der Auslegerspitze abgekippt und können sich infolgedessen auf den schweren Kiesmassen ablagern. Bei gemeinsamer Förderung der beiden Schnitte würde der in den Ton eingelagerte Kies ein Abrutschen der Haldenböschung hervorrufen können; dieser Gefahr wird durch die vorerwähnte schichtweise Ablagerung begegnet.

Ein Teil des Kieses und des Tones geht nicht auf die Halde, sondern muß nach wie vor zum weiteren Verkauf oder zur weiteren Verwendung in der Ziegelei durch Züge abgefahren werden. Zu diesem Zwecke ist das Fahrwerk der Hauptbrücke portalartig ausgeführt; ebenso wird am Kiesbagger die Anlage auch für Zugförderung eingerichtet.

Der Anwendungsbereich der Abraumförderbrücken ist hauptsächlich auf die Flöze des mitteldeutschen und Lausitzer Reviers beschränkt. Voraussetzung ist zunächst eine ungefähr wagerechte Lage der Decke und des Flözes. Die Brücke wird sich überall dort als zweckmäßiges Mittel der Abraumbewegung erweisen, wo mit Rücksicht auf das Mißverhältnis zwischen Decke und Flöz die Abraumkosten den Hauptteil der Förderkosten betragen. Selbstverständlich ist auch bei günstigeren Ablagerungen, wie z. B. im Geiseltal und im Rheinland, der Förderbrückenbetrieb anwendbar, wobei gewisse Änderungen der oben beschriebenen Konstruktionen notwendig sind.

Um die Stützweite der Brücke nicht allzu groß zu machen, muß man den zwischen dem Kohlenbetrieb und der Haldenböschung offenen Streifen des Liegenden so schmal wie möglich halten. Dies bedingt eine dauernde Verlegung der Entwässerungsgräben. Durch Aufschüttung der Halde an den Enden ist es manchmal möglich, an der Abbaugrenze Gräben freizulassen und darin die Hauptwasserhaltung mit den Zuflüssen unterzubringen, so daß wenigstens diese nicht dauernd verlegt werden müssen. Durch Ansetzen von kleinen Einzelpumpen ist es ferner möglich, die in den einzelnen kleinen Mulden des Liegenden zwischen Halde und Kohlenstoß sich sammelnden Wasser über die höchsten Erhebungen des Liegenden zur Hauptwasserhaltung zu fördern, am besten unter Verwendung leicht beweglicher Pumpen und Röhren. Diese Art der Wasserhaltung ist auf den Plessaer Braunkohlenwerken durchgeführt worden und hat sich hier gut bewährt; die Wassermenge ist dort allerdings verhältnismäßig gering. Bei starken Wasserzuflüssen kann das Brückenverfahren die Wasserhaltung erschweren und verteuern; doch werden im allgemeinen die hierdurch entstehenden Mehraufwendungen in keinem ausschlaggebenden Verhältnis zu den Ersparnissen stehen, die der Förderbrückenbetrieb mit sich bringt.



a Kies- und Sandschicht. *b* Oberes Braunkohlenflöz. *c* Tonmittel von rd. 9 m Mächtigkeit. *d* Unteres Braunkohlenflöz.

Abb. 15. Tagebau mit ATG-Abraumförderbrücke.

Wirtschaftlichkeit des Förderbrückenbetriebes. Für die Gewinnung der Deckgebirge ist die bei Baggern übliche Eimerkette wohl das einzige Mittel, das derartig große Massen, wie sie im Bergbau in Frage kommen, in wirtschaftlicher Weise zu bewältigen vermag. Die mehrfach vorgeschlagenen Schürfbagger eignen sich nur für geringe Leistungen und scheiden daher für die meisten Betriebe aus. In bezug auf den Gewinnungsvorgang wird also der Förderbrückenbetrieb keine Ersparnisse bringen können, nur in gewissen Fällen dadurch, daß bei Einhängung der Eimerleiter in die Brücken Deckgebirge bis zu 25 m und gegebenenfalls noch mehr in einem Schnitt gewonnen werden können, während sonst zwei oder drei Bagger mit Bedienungspersonal, Gleisstraßen und dergl. nötig wären.

Erhebliche Ersparnisse werden sich jedoch in bezug auf die Förderung der Massen ergeben. Heute dienen hierzu bekanntlich fast überall Züge. Das Eigengewicht der Züge im Verhältnis zum Fördergut ist hoch in Anbetracht der großen Wege, die von den Abraumzügen zurückgelegt werden müssen. Die Weglänge beträgt in vielen Fällen etwa 2 bis 3 km, manchmal sogar bis zu 10 km. Je nach der Länge des Förderweges und der zu befördernden Bodenmassen sind mehr oder weniger Züge nötig. Diese Geräte sowohl als auch die Schienenanlagen unterliegen erfahrungsgemäß einem starken Verschleiß, der besonders durch schlechte Verlegung der Gleise und durch die starke Beanspruchung der Wagen beim Füllen und Entleeren hervorgerufen wird. Außerdem erfordert der Zugbetrieb verhältnismäßig viel Energie. Die Lokomotiven sind etwa für 200 bis 400 PS Leistung gebaut und wirken beim Anfahren sehr ungünstig auf die Spannung des Stromnetzes. Demgegenüber kann die Förderung bei den Abraumförderbrücken, wo sie auf dem kürzesten Wege, in der kürzesten Zeit und mit dem geringsten Energieaufwande vor sich geht, ungleich wirtschaftlicher arbeiten. Die auf der Baggerseite gewonnenen Abraummassen werden in einem einzigen Arbeitsgange von den Eimern erfaßt, auf den Gurt geworfen, über die Brücke gefördert und auf die Halde abgestürzt. Der ganze Arbeitsgang dauert kaum

2 Min. Der Energiebedarf ist verhältnismäßig gering, bei der Anlage in Plessa beispielsweise rd. 60 PS. Ebenso ist natürlich der Bedarf an Mannschaften für die Förderung nur ein Bruchteil des bei Zugbetrieb erforderlichen.

Bei der Ablagerung an der Halde wird durch die Förderbrücke eine weitere erhebliche Ersparnis erzielt. Bei der Brücke in Plessa wird z. B. die Ablagerung der Massen und der Aufbau der Halde durch den Führer an der haldenseitigen Stütze und nur einen Mann bewirkt; besondere Geräte für das Aufschütten und dergl. sind nicht nötig. So stellt die Abraumförderbrücke, besonders wenn in ihr eine Eimerleiter eingebaut ist, ein einziges Gerät dar, das nicht nur die Gewinnung, sondern auch die Förderung und Ablagerung der Deckgebirgsmassen ermöglicht.

Die Wirtschaftlichkeitsergebnisse des ersten Brückenbetriebes sind auf der Tagung des Deutschen Braunkohlen-Industrie-Vereins in Leipzig am 3. April 1925 durch Bergwerksdirektor von Delius in Plessa bekanntgegeben worden. Folgende Tabelle gibt eine Vergleichsübersicht der Leistung und Kosten des Abraumbetriebes der Plessaer Braunkohlenwerke.

	März 1924			Vom 26. Februar bis 26. März 1925		
	Lübecker B-Bagger mit Lokomotivbetr.	C-Hochbagger mit Lokomotivbetrieb	B- und C-Bagger	Förderbrücke mit B-Bagger	C-Bagger mit Lokomotivbetrieb	Förderbrücke mit C-Bagger
1. Leistung im Monat . . m³	78 646	22 718	101 364	96 545	23 750	120 295
2. „ Doppelschicht . „	3 145	—	—	—	—	—
3. „ in 1 Schicht . . „	1 572	911	4 056	3 861	950	4 811
4. Kopfzahl der Belegschaft .	102	45	147	24	47	71
5. Lohnschichten	2 499	1 125	3 624	600	1 175	1 775
6. Leistung eines Arbeiters m³	31,4	20,1	27,9	161	20,2	67,7
7. Lohnsumme . . . . . ℳ	10 470	4 725	15 195	2 820	5 522	8 342
8. Lohn für m³ . . . . . ₰	13,3	20,8	14,9	2,9	23,2	6,9
9. Unkostensumme . . . ℳ	7 914	2 705	10 619	6 136	2 782	8 918
10. Unkosten für 1 m³ . . . ₰	10,0	11,9	10,4	6,3	11,7	7,4
11. Gesamtkosten . . . ℳ	18 384	7 430	25 814	8 956	8 304	17 260
12 Gesamtkosten für 1 m³ . ₰	23,3	32,7	25,3	9,2	34,9	14,3

Vermischtes.

Karl Bernhard Doktor-Ingenieur ehrenhalber. Wir freuen uns, mitteilen zu können, daß die Technische Hochschule Stuttgart unserem geschätzten Mitarbeiter, dem Baurat Karl Bernhard zu Berlin, in Anerkennung seiner konstruktiv vorbildlichen und wissenschaftlich durchdachten Bauwerke auf dem Gebiete des Brücken- und Industriebaues die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen hat. Bernhard hat, wie bekannt sein dürfte, eine langjährige, erfolgreiche konstruktive Praxis aufzuweisen. Schon als Bauführer war er beim Bau der Bahnhofshalle von Frankfurt (Main) tätig, Ende der achtziger Jahre trat er als Regierungsbaumeister in den Dienst der Stadt Berlin, und zwar in deren Brückenbaubureau ein, wo ihm u. a. die Bauleitung beim Bau der Lutherbrücke, der Moabiter Brücke und der Oberbaumbrücke oblag. Später betätigte er sich als Zivilingenieur; als solcher entwarf er beispielsweise die Tresckow-Brücke in Niederschöneweide und die Brücken über den Stößensee im Zuge der Döberitzer Heerstraße. Die A. E. G. verdankt ihm, in Gemeinschaft mit Peter Behrens, die schöne Turbinenhalle in der Huttenstraße, Berlin. Die schwierige Unterführung eines Hauses in der Taubenstraße zu Berlin für den Bau der Untergrundbahn ist ebenfalls sein Werk. Bernhard beteiligte sich auch an zahlreichen Wettbewerben, u. a. für die Viadukte der Berliner Hochbahn. Eine Zeitlang war er Assistent von Müller-Breslau, später Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin, wo er über „Bewegliche Brücken" las. In seinen Brückenbauten spiegelt sich seine von ihm stets zäh verteidigte Anschauung wider, daß der Bauingenieur auch auf die architektonische Durchbildung seiner Bauten achten und dabei nach Möglichkeit selbst mitwirken sollte. Im Fachschrifttum ist B. außer durch sein Buch über bewegliche Brücken auch durch zahlreiche fachwissenschaftliche Aufsätze in den wichtigsten Zeitschriften rühmlich bekannt geworden; wir erinnern nur an seine ausführlichen Besprechungen der Ergebnisse von größeren Brückenbau-Wettbewerben. Auch für „Die Bautechnik" hat er wertvolle Beiträge geliefert; wir verweisen auf Jahrg. 1924, Heft 28, S. 322 und Heft 49, S. 560; Jahrg. 1925, Heft 20, S. 261 (Nachruf für Müller-Breslau) und Heft 46, S. 658 (Besprechung der neuen Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken). — Vorstehende, in zwangloser Folge aus dem Gedächtnis niedergeschriebene Angaben machen auf Vollständigkeit keinen Anspruch. Aber sie zeigen, daß Baurat Bernhard ein hervorragender, außerordentlich tätiger Ingenieur ist. Zu der wohlverdienten Anerkennung seiner fachlichen Leistungen und zu der Auszeichnung, die ihm durch seine neue akademische Würde von seiten der Technischen Hochschule Stuttgart zuteil geworden ist, beglückwünschen wir ihn aufrichtig. Ls.

25jähriges Bestehen des Reichsverbandes des deutschen Tiefbaugewerbes. Am 8. Oktober d. J. konnte der Reichsverband des deutschen Tiefbaugewerbes, der am 8. Oktober 1900 von 36 Tiefbauunternehmern ins Leben gerufen worden war, eine der drei Arbeitgeber-Spitzenorganisationen des deutschen Baugewerbes, auf sein 25jähriges Bestehen zurückblicken. Aus diesem Anlaß fand an dem genannten Tage im Plenarsaal des Reichswirtschaftsrates eine Festtagung statt. Der Verbandsvorsitzende Walter Ziegler, Berlin, begrüßte die Vertreter der Reichs-, Staats- und Kommunalbehörden, so u. a. den des Reichsverkehrsministeriums, den stellvertretenden Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Staatssekretär a. D. Kumbier, die Vertreter des Reichsarbeitsministeriums, des Postministeriums, des Reichswehrministeriums, des preußischen Ministeriums für Volkswohlfahrt, der Stadt Berlin, Geheimrat Konrad von Borsig als Vertreter der Industrie- und Handelskammer, Geheimrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Brix als Vertreter der Technischen Hochschule Berlin, außerdem Vertreter des Reichsverbandes der deutschen Industrie, der Vereinigung der deutschen Arbeitgeberverbände und anderer Organisationen des Baugewerbes. Ferner gedachte er des verstorbenen ersten Verbandsvorsitzenden Dr. Krause-Reymer sowie des früheren Verbandsdirektors Dr. Dietrich.

Darauf sprach der jetzige Verbandsdirektor Dr. Schütz über „Das Tiefbaugewerbe im Rahmen der nationalen Wirtschaft"; er gab dabei u. a. einen Überblick über die Entwicklung des Verbandes, der zurzeit 1222 Mitglieder hat.

Im Anschluß daran hielt Regierungsbaumeister Dr. ing. Dr. jur. Randzio, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin, einen Vortrag über „Zwei bemerkenswerte Fälle von Wiederherstellungsarbeiten an beschädigten Tiefbauwerken"; und zwar behandelte der Vortragende einmal die Rekonstruktionen in den Stollenstrecken des im ganzen 1600 km langen Aquedotto Pugliese, der apulischen Wasserleitung in Süditalien, sowie die Wiederherstellung der verunglückten Baustelle des Kraftwerkes Moabit der städtischen Elektrizitätswerke Berlin im Sommer d. J., bemerkenswert dadurch, daß in diesem Falle auf Vorschlag des Vortragenden mit Erfolg unter Wasser mit Preßbeton gearbeitet worden ist.[1]) R.

Der Deichbruch bei Scharnau a. d. Weichsel im Juli 1925. Das diesjährige Sommerhochwasser der Weichsel, das in der ersten Hälfte des Monats Juli eintrat, hat nicht nur auf den altpolnischen Weichselstrecken zu mancherlei bedeutenden Verheerungen in den Weichselniederungen geführt, sondern brachte auch im Gebiete des ehemals preußischen Weichselstromlaufes verhängnisvolle Auswirkungen, die in technischer Hinsicht besondere Beachtungen verdienen.

Am 8. Juli trat oberhalb von Thorn am rechten Ufer bei Scharnau (etwa Stromkilometer 46 preußischer Stationierung) ein Deichbruch von etwa 30 m Weite ein; durch die hereinbrechenden Fluten der Weichsel wurden weite Gebiete der „Thorner Stadtniederung", fast bis hinauf nach Alt-Thorn, überschwemmt. Über den Umfang der durch diesen Deichbruch hervorgerufenen Schäden ist amtlich polnischerseits nichts bekanntgeworden; ebenso nichts über die Ursachen der Katastrophe. Lediglich aus den Nachrichten der Tageszeitungen konnte folgendes ermittelt werden:

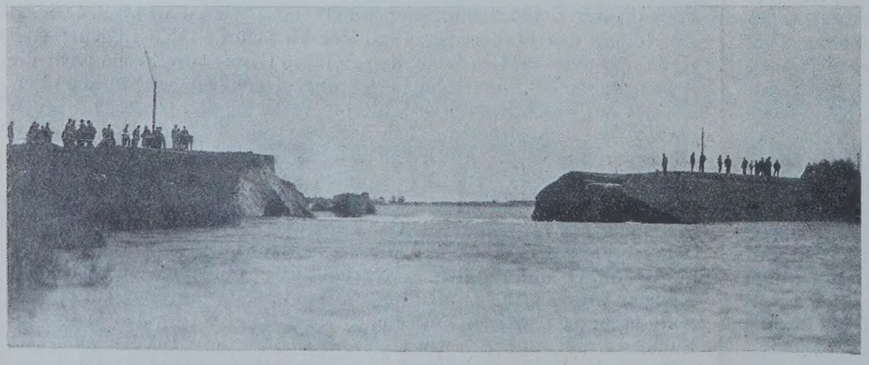


Abb. 1.

[1]) Der Vortrag wird demnächst in der „Bautechnik" veröffentlicht werden.

Die in Abb. 1 wiedergegebene Durchbruchstelle liegt am unteren Ende der „Thorner Stadtniederung“, und zwar dort, wo die Eindeichung mit einem Flügeldeich an das Hochufer anschließt. Der Flügeldeich enthält ein massives Siel, durch das die Niederung nach dem Weichselstrom hin entwässert.

Die Hochwasserwelle hatte ihren Höchststand am 8. Juli d. J. am Pegel zu Thorn mit + 5,07 m erreicht. Das MHW für Thorn beträgt + 4,86 m. Da die Welle mithin das MHW mit nur um 21 cm überschritten hat, kann das diesjährige Sommerhochwasser der Weichsel nur als ein mittleres Hochwasser bezeichnet werden. Das Hochwasser hat an dem Deich nach örtlichen Beobachtungen kurz vor dem Einbruch nur etwa bis zur halben Höhe des Deiches gestanden; bis zur Deichkrone war noch eine Höhe von etwa 3,0 m frei. Da der Deich mithin nicht durch Überströmen der Deichkrone (Kappsturz) gebrochen ist, kann es sich nur um einen „Grundbruch“ gehandelt haben, zufolge von Unterspülung bezw. Durchweichung des Deichkörpers.

Der Wasserbauingenieur wird in Anbetracht der bemerkenswerten Tatsache, daß die Katastrophe bei einem mittleren Hochwasser eingetreten ist, nicht daran vorübergehen können, ganz besonders in einem solchen Falle nach den Ursachen zu forschen, um auch hieraus möglichenfalls neue Erfahrungen zu sammeln und ernste Belehrungen zu gewinnen. Da, wie gesagt, amtliche Bekundungen hierüber von polnischen Dienststellen bisher nicht vorliegen, so sind wir leider lediglich auf Vermutungen angewiesen, soweit solche aus bekannten Tatsachen sachgemäß angestellt werden können. Nach Lage der örtlichen Verhältnisse können hierbei folgende Ursachen in Betracht gezogen werden, die entweder einzeln oder im Zusammenhange gewirkt haben.

In erster Linie wird vielleicht eine mangelhafte Unterhaltung und etwa auch unzureichende Beaufsichtigung des Deiches, insbesondere an den Anschlußstellen des Sieles, vorgelegen haben. Sodann dürfte die Ursache auch in einem schlechten baulichen Zustande des Sieles gesucht werden können. Hierzu ist besonders erwähnenswert, daß bei dem außergewöhnlichen Weichselhochwasser des Frühjahres 1924 an diesem Durchlaß Beschädigungen eingetreten sein sollen, die bis zum Eintreffen des diesjährigen Hochwassers möglicherweise noch nicht genügend dauerhaft ausgebessert waren. Außerdem ist noch zu berücksichtigen, daß auf der rechtseitigen Stromstrecke unmittelbar oberhalb der Deichbruchstelle umfangreiche Durchbauungen von Altarmen im Vorlande und Buhnenreihen am Ufer bestehen. Infolge etwaiger nicht ordnungsmäßiger Unterhaltung dieser Bauwerke dürfte sich der Hochwasserstrom durch diese Altarme und somit am Deich entlang besonders stark ausgebildet haben. Die dadurch an der fraglichen Deichecke entstandenen Wirbelströmungen werden am Deichfuß leicht zu Kolkungen geführt haben, die naturgemäß an der schwächsten Stelle des Deiches, an dem Siel, die Zerstörung des Deichkörpers einleiten konnten.

Soweit bekannt geworden ist, sind Menschenleben bei dem Hochwassereinbruch nicht zu beklagen gewesen; jedoch werden die entstandenen Flurschäden wohl recht beträchtlich gewesen sein. Die beigefügten Aufnahmen (Abb. 1 bis 4) mögen im übrigen ein anschauliches Bild von dem Deichbruchgebiet geben. x.

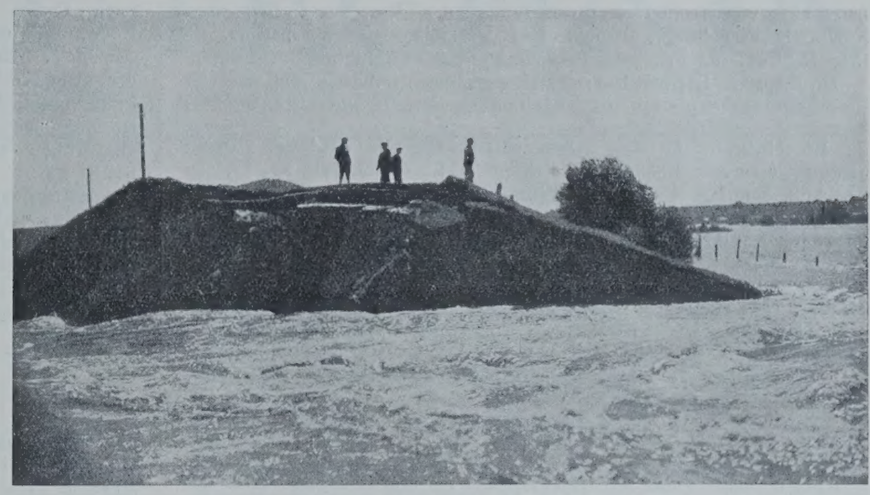


Abb. 2.

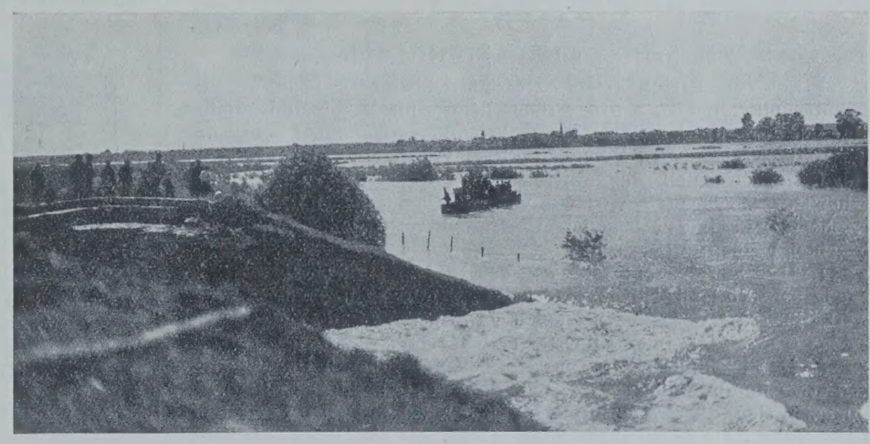


Abb. 3.

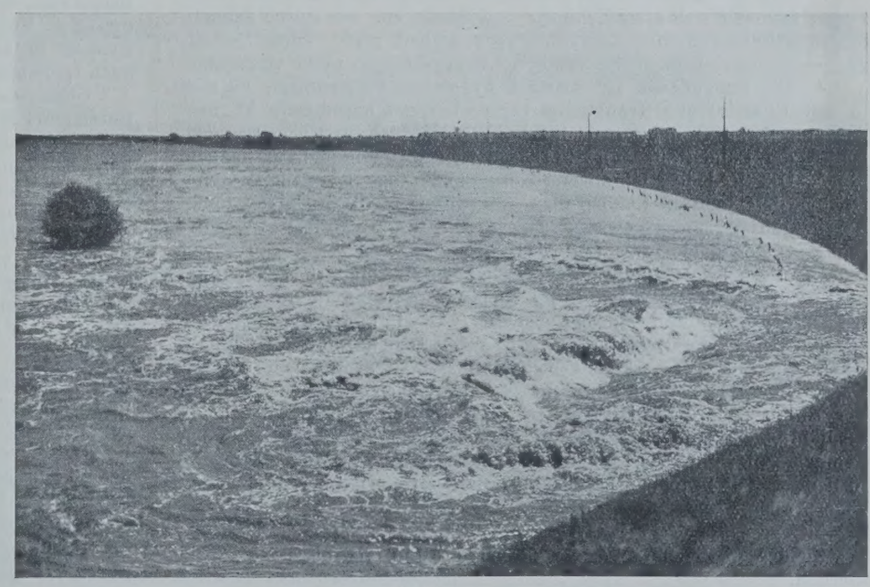


Abb. 4.

Technische Hochschule Danzig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Geh. Hofrat, o. Prof. Georg Benoit an der Technischen Hochschule Karlsruhe in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste als Hochschullehrer, Forscher und schöpferischer Ingenieur, insbesondere auf dem Gebiete der Drahtseilschwebebahnen.

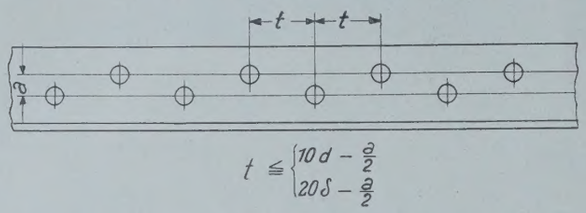
Direktor Josef Schäfer †. Am 21. Oktober verstarb in Berlin der ehemalige Direktor im Reichspatentamt, Geh. Regierungsrat Schäfer, in seinem 73. Lebensjahre. Wir haben seiner hervorragenden Verdienste, die hauptsächlich auf dem Gebiete des baugewerblichen Rechtsschutzes liegen, bereits bei seinem Ausscheiden aus dem Amte gedacht (vergl. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 47, S. 466). Leider ist dem Verstorbenen nur ein kurzer Ruhestand vergönnt gewesen. L.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. November erschienene Heft 21 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Paul P.-Santo Rini: Die Verwendung der Pilzbauweise für die geknickte Dachdecke des Alkoholgebäudes „Kronos“ in Eleusis. – Regierungsbaumeister Briske:

Zerstörung von Hochbauten durch Erdbeben. — Professor O. Colberg: Nochmals Flensburger Brücke und Dreigelenkbogenausrüstung. — Otto Jäcker: Zur Frage der Berechnung von Eisenbetonschornsteinen.

Dipl.-Ing. A. Lippacher: Tafel zum unmittelbaren Ablesen von Eisenbetondeckenplatten (für gleichmäßig verteilte Nutzlasten).

Berichtigung zu den „Grundsätzen für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken" (G E) (Deckblatt Nr. 1). In der Abb. 5 auf S. 8 der „Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken" (G E) ist die Nietteilung t gemäß der folgenden Abbildung zu berichtigen, und außerdem ist in der Anlage 1



$$t \leqq \begin{cases} 10\,d - \frac{a}{2} \\ 20\,\delta - \frac{a}{2} \end{cases}$$

in Abb. c rechts unten als Höhenangabe für den obersten Punkt der Umgrenzungslinie U_2 für bestehende Bauwerke aus Eisen das Maß von 380 mm über S.O. nachzutragen.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Etwas vom Kleinpflaster. Der unter dieser Überschrift in der „Bautechnik", Heft 39, S. 513, veröffentlichte Aufsatz von Ministerialrat Dr.-Ing. A. Speck erscheint unvollständig, wenn nicht neben den unstreitig vorhandenen Vorzügen dieser Pflasterart auch auf die ihr anhaftenden Nachteile hingewiesen wird. Außer den vom Verfasser schon kurz angedeuteten, wohl unvermeidlichen örtlichen Zerstörungserscheinungen sind noch andere Übelstände vorhanden, die nicht unbeachtet bleiben dürfen:

1. Die mit Kleinpflaster abgedeckte Landstraße, auf der — wenigstens vorläufig noch — nicht nur Kraftwagen, sondern Fuhrwerke aller Art verkehren, ist auf lange Strecken für die Zugtiere viel zu hart und wirkt namentlich beim schnelleren Befahren nachteilig.

2. Das Kleinpflaster ist infolge der vorhandenen Unebenheiten geräusch- und lärmbildend — ähnlich wie das Großpflaster —; ebenso pflanzen sich die Erschütterungen allzu leicht fort. Dies ergibt bei Landstraßen, die durch Ortschaften führen, auf die Dauer unhaltbare Zustände.

3. Auf der unebenen Oberfläche des Kleinpflasters mit den vielen Fugen sammelt sich stets Schmutz und Staub an, der durch schnellfahrende Fahrzeuge angesaugt und aufgewirbelt wird. Diese Belästigungen lassen sich auch durch möglichst enge Fugen nicht vermeiden.

4. Die Fugendecke ist niemals hygienisch einwandfrei, da sich in den Pflasterfugen Krankheitserreger aller Art ansammeln können. An eine Straßenreinigung nach dem Vorbilde der Stadtverwaltungen ist auf den Landstraßen und in Ortschaften vorläufig nicht zu denken.

5. Die für jede Kleinpflasterdecke notwendige Seitenverspannung ist bei den meisten Landstraßen nur durch besondere Maßnahmen durchzuführen und gewährt bei den ständig auftretenden Erschütterungen keine unbedingte Haltbarkeit.

Bei Berücksichtigung der vorstehend genannten Gesichtspunkte darf man daran zweifeln, ob die Kleinpflasterdecke als die Straßenbefestigung der Zukunft anzusprechen ist. Gewiß können verschiedene Nachteile noch beseitigt werden, z. B. durch Fugenausguß mit Asphalt. Aber alle diese Verbesserungen beeinflussen wesentlich die Kostenfrage. Zurzeit steht die Kleinpflasterdecke vielleicht nur deswegen an der Spitze aller Befestigungsarten, weil in Deutschland noch keine langjährigen Erfahrungen über die Bewährung anderer Befestigungen gemacht sind, und weil man unter dem Druck der Verhältnisse erst in neuerer Zeit begonnen hat, andere hochwertige Decken systematisch zu erproben.

Wagner.

Zu der vorstehenden Äußerung gestatte ich mir folgendes zu bemerken:

Zu 1. Mit Kleinpflaster wird man in der Regel nur solche Strecken belegen, wo der Kraftwagenverkehr überwiegt. Die Zugtiere müssen die härtere Fahrbahn in Kauf nehmen, haben aber auch Vorteile von der Rauhigkeit bei Glatteis, Schneeschlicker und in Steigungen.

Zu 2. Die Frage der Erschütterungen wird zweifellos in engbebauten Ortschaften bei der Wahl der Befestigungsart berücksichtigt werden müssen. Das sind aber Ausnahmen, und bei gut gesetztem Kleinpflaster sind die Erschütterungen gering.

Zu 3. und 4. Bei Landstraßen wird stets von den Seiten und Fußwegen so viel Staub und Schmutz auf die Fahrbahn geschleppt, daß auch fugenlose Decken niemals staubfrei und damit hygienisch einwandfrei sein können. Bei Verwendung guten Pflastersandes und bei engen Fugen entspricht eine Kleinpflasterdecke den üblichen Anforderungen an die Gesundheitspflege in hohem Maße.

Zu 5. Daß der seitliche Anschluß (die Seitenverspannung) bei ordentlicher Ausführung des Kleinpflasters, wie ich sie auf S. 515, linke Spalte, Zeile 17 u. f., empfohlen habe, zu Anständen geführt hätte, ist nicht beobachtet worden. Jedenfalls ist dieser Anschluß einfacher auszufüllen als bei Bitumendecken. Eine Gewölbewirkung tritt nicht auf.

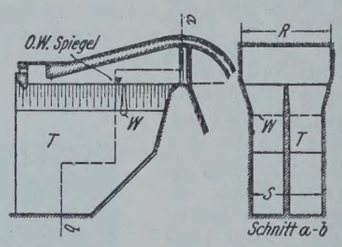
Im übrigen werden die von den deutschen Straßenbauverwaltungen ausgeführten Versuche mit anderen hochwertigen Decken bald ein sicheres Urteil über deren Brauchbarkeit ermöglichen. Der Zweck meines Aufsatzes „Etwas vom Kleinpflaster" war vor allem der, auf die konstruktiven Mängel der Kleinpflasterausführung hinzuweisen und Vorschläge für deren Beseitigung zu machen.

Dresden. Dr.-Ing. Speck.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Selbsttätiger Heber (Kl. 84a, Nr. 404 341 vom 31. 8. 1922 von Dr.-Ing. Fritz Heyn in Stettin). Um zu verhüten, daß sich bei starkem Frost unter der Saughaube des Hebers eine Eisschicht bildet, die das Anspringen des Hebers beim Ansteigen des Oberwassers verhindert und verzögert, werden die Einlaufwände des Hebers in Höhe der Überlaufkrone nicht senkrecht, sondern nach oben sich erweiternd ausgeführt, dadurch entsteht beim Steigen des Oberwassers an den Wänden ein eisfreier Wasserspalt, der das Überfließen des Anspringstrahls und das Anspringen des Hebers ermöglicht. Durch in den Einlauf eingebaute schwache zungenförmige Trennwände wird die Eisdecke unter der Saughaube dem Heberschlauch unterteils zugeführt. Um auch im unteren Frostschutzraum den Luftperlen das Entweichen zu ermöglichen, wird die Wasserspiegelfläche oberhalb des normalen Unterwassers vergrößert, indem man die Wände des Frostschutzraums nach oben erweitert.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Elsner, bisher beim Bauamt Glauchau, zur Betriebsdirektion Zwickau, Kratz, bisher beim Neubauamt Zwickau, zum Bauamt Zittau und Holzapfel, bisher bei der R. B. D. Augsburg, nach Ludwigshafen (Rhein) als Vorstand des Messungsamts der R. B. D.

Überwiesen: Reichsbahnoberrat Thiele vom Maschinentechnischen Bureau der R. B. D. Dresden zum Abnahmeamt Dresden als Vorstand; die Reichsbahnräte Oskar Schröder von der R. B. D. Essen zur Oberbetriebsleitung West in Essen und Claussnitzer von der Betriebsdirektion Zwickau zum Neubauamt Zwickau als Vorstand; die Reichsbahnamtmänner Mirtschin vom Maschinentechnischen Bureau der R. B. D. Dresden zum Werkstättenbureau als Vorstand und Max Lehmann vom Eisenbahnausbesserungswerk Leipzig zum Betriebswerk Leipzig Hbf. Süd als Leiter der dortigen Nebenwerkstatt.

Gestorben: Reichsbahnrat Vibrans, Vorstand des Eisenbahnbetriebsamts Detmold.

Bayern. In etatsmäßiger Weise ist der Bauamtmann am Straßen- und Flußbauamt Traunstein J. Kleiber zum Regierungsbaurat 1. Kl. und Vorstand des Hafenamts Aschaffenburg befördert, der Bauamtmann am Straßen- und Flußbauamt Aschaffenburg E. Salisco zum Regierungsbaurat und Vorstand des Hafenamts Regensburg ernannt, der Bauamtmann am Straßen- und Flußbauamt Ingolstadt K. Spreng in gleicher Diensteseigenschaft an das Straßen- und Flußbauamt Aschaffenburg berufen.

Preußen. Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Martin Jenner (Wasser- und Straßenbaufach).

INHALT: Technik des nordamerikanischen Straßenbaues. — Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim. (Fortsetzung). — Abraumförderbrücken im Braunkohlentagebau. (Schluß.) — Vermischtes: Karl Bernhard Doktor-Ingenieur-ehrenhalber. — 25jähriges Bestehen des Reichsverbandes des Deutschen Tiefbaugewerbes. — Deichbruch bei Scharnau a. d. Weichsel im Juli 1925. — Technische Hochschule Danzig. — Direktor Josef Schäfer †. — Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Berichtigung zu den „Grundsätzen für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken" (G E) (Deckblatt Nr. 1). — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang | BERLIN, 13. November 1925 | Heft 49

Alle Rechte vorbehalten.

Das Kraftwerk Mühlhausen a. d. Enz.

Von Prof. W. Eberhardt, Stuttgart.

Im Jahre 1909 schloß sich eine größere Anzahl Gemeinden der württembergischen Oberämter Maulbronn, Vaihingen, Leonberg und Brackenheim zum Zweck gemeinsamer Versorgung mit elektrischer

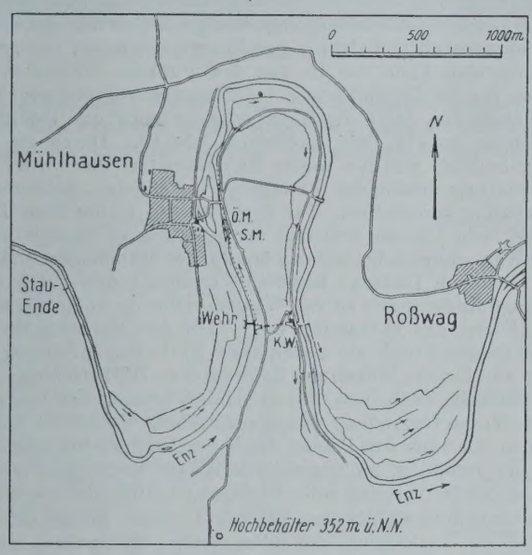


Abb. 1. Übersichtskarte.

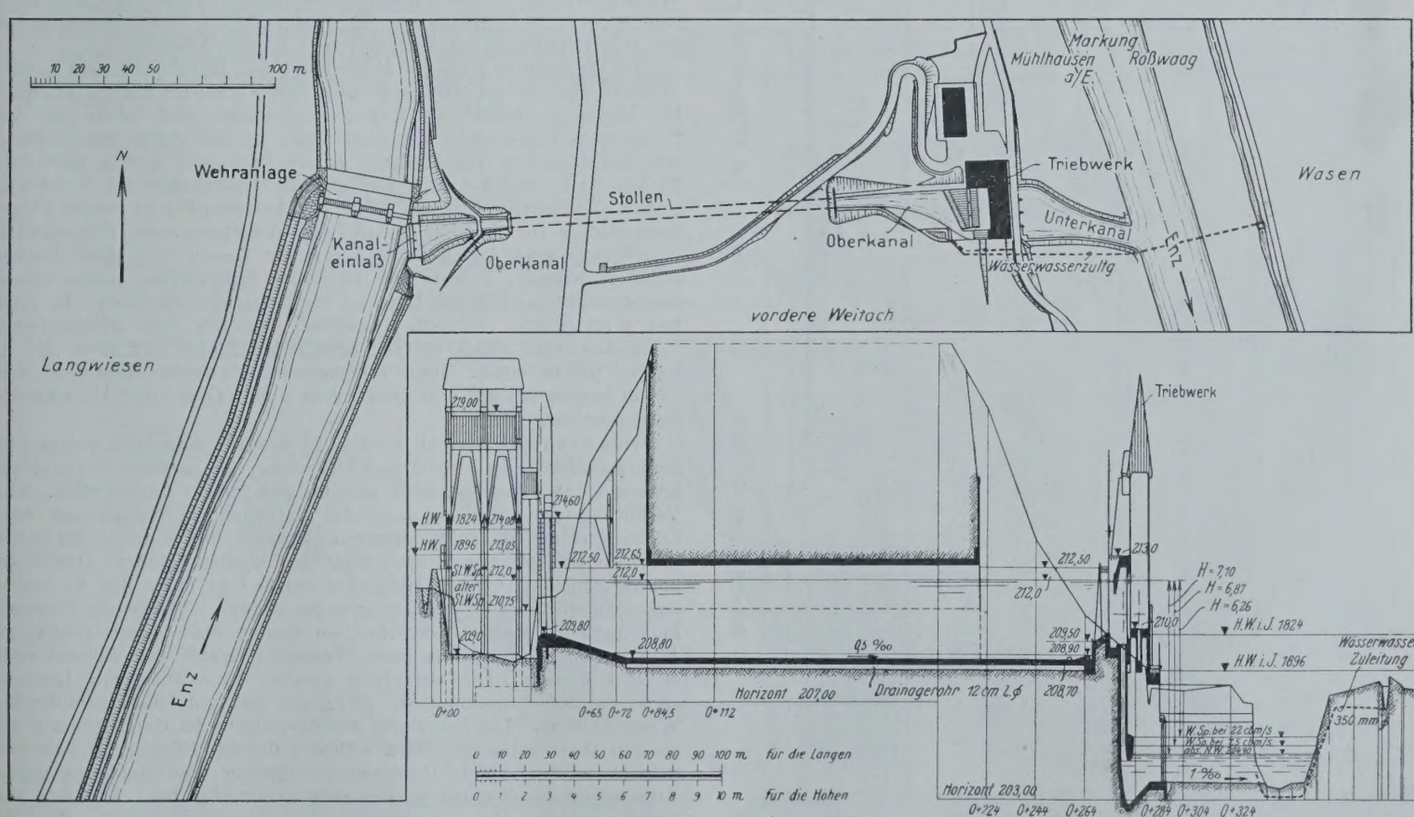
Energie zu einem Verbande zusammen. Der Verband erbaute in den Jahren 1910/11 eine Wasserkraftanlage an der Enz bei Enzberg, und dieses Werk gab ihm den Namen „Gemeindeverband Elektrizitätswerk Enzberg".

Die Entwicklung des Überlandwerkes war so günstig, daß die verhältnismäßig kleine Wasserkraftanlage mit einer Ausbauwassermenge von 12 m³/Sek. und 4,10 m Gefälle zusammen mit einer 200-PS-Dieselmotorenanlage den Strombedarf von 27 Gemeinden der genannten württembergischen Oberämter und von mehreren Gemeinden des badischen Bezirksamts Pforzheim nicht mehr decken konnte. Die Aufstellung eines weiteren Dieselmotors mit einer Leistung von 1000 PS verschaffte zwar eine vorübergehende Sicherheit, doch sah sich der Gemeindeverband gezwungen, sich nach einer weiteren Energiequelle umzusehen. Diese bot sich in der unausgenutzten Wasserkraft an der Enzschleife bei Mühlhausen, etwa 12 km unterhalb der württemb.-badischen Landesgrenze dar. Durch Abschneiden dieser Schleife konnte ein Nutzgefälle von rd. 7 m gewonnen werden (Abb. 1 u. 2).

Der Durchführung des Planes standen zunächst nicht unerhebliche Schwierigkeiten entgegen. An der Schleife wurden bereits drei Nutzungsrechte für den Betrieb einer Getreidemühle, einer Sägemühle und einer Ölmühle ausgeübt. Ferner erhob die Gemeinde Mühlhausen wegen der befürchteten Trockenlegung des Flusses Einsprache gegen das Unternehmen.

Die an dem gemeinschaftlichen alten Wehr von Mühlhausen gelegenen drei Mühlen nutzten nur verhältnismäßig kleine Wassermengen mit Gefällen von 1,2 bis 1,3 m aus. Die Sägemühle konnte von dem Verbande günstig käuflich erworben werden, während bei den beiden andern Mühlen nach langwierigen Verhandlungen eine gütliche Ablösung der Wassernutzungsrechte durch unentgeltliche Stromlieferung auf 70 bezw. 99 Jahre zustande kam.

Wenn diese Verhandlungen zu keiner Einigung geführt hätten, so wäre die nach dem württemb. Wassergesetz mögliche zwangsweise Entziehung der bestehenden Nutzungsrechte zur Anwendung gekommen. Das württemb. Wassergesetz bestimmt in Art. 63, daß zugunsten der Ausführung von neuen Wasserbenutzungsanlagen auf Antrag die Entziehung eines einem Dritten zustehenden besonderen Wasser-



Kraftwerk Mühlhausen. Lageplan. Abb. 2. Längenprofil vom Stollen, Ober- und Unterkanal.

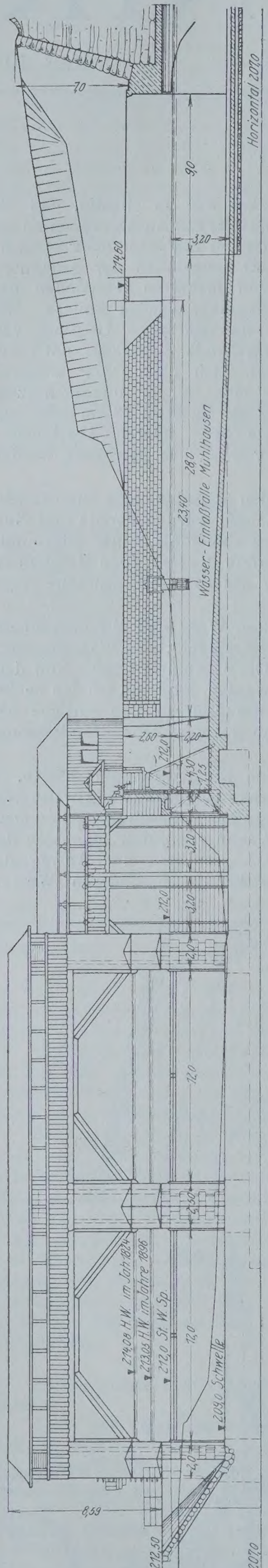
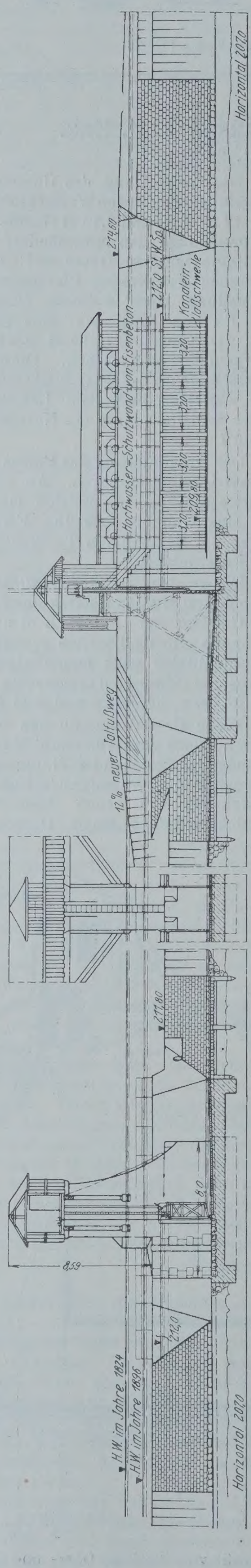


Abb. 3. Ansicht des Wehrs gegen Oberstrom und Schnitt durch Kanaleinlaß.



Schnitt durch das Wehr. Ansicht des Mittelpfeilers gegen Unterstrom. Schnitt durch den Grundablaß und Ansicht vom Kanaleinlaß.

Abb. 4.

nutzungsrechts gegen vorgängige, volle von dem Antragsteller zu leistende Entschädigung im Verwaltungswege verfügt werden kann, wenn

1. die Ausführung des Unternehmens ohne die Aufhebung eines fremden Wassernutzungsrechts in irgend zweckmäßiger Weise nicht oder nur mit unverhältnismäßigem Aufwande möglich wäre, wenn zugleich
2. das neue Unternehmen vermöge seiner Ausdehnung und seines Zweckes einen wesentlichen Nutzen von gemeinwirtschaftlicher Bedeutung mit hoher Wahrscheinlichkeit erwarten läßt und wenn
3. diesem gemeinwirtschaftlichen Nutzen gegenüber die Vorteile, die das abzulösende Wassernutzungsrecht dem Berechtigten gewährt, von wesentlich untergeordneter wirtschaftlicher Bedeutung sind.

Das neue Werk war zur Versorgung einer großen Anzahl von Gemeinden mit der unentbehrlichen elektrischen Energie bestimmt, es waren daher im vorliegenden Falle die in den drei Punkten verlangten Voraussetzungen für die Durchführung der Zwangsenteignung gegeben. Bei dieser Enteignung hätte die Entschädigung nach den Bestimmungen des Gesetzes nur in Geld geschehen können. Durch die gütliche Einigung konnten sich die beiden Mühlenbesitzer den in der Zeit der Geldentwertung besonders wichtigen Vorteil der Ablösung durch Stromlieferung verschaffen. Für den Verband stellte diese Lieferung nur einen recht kleinen Bruchteil der gewonnenen Energie dar.

Die Wässerungsrechte auf den Markungen Mühlhausen und Roßwag blieben in vollem Umfange bestehen. Doch wurden durch die neue Werkanlage Änderungen an der Wasserzuführung nötig, deren Durchführung Sache des Verbandes war. Auf der Markung Mühlhausen mußte zu diesem Zweck ein neuer, etwa 600 m langer Zubringergraben angelegt und für die Wässerung Roßwag eine Dückerleitung von dem Werkoberwasser nach dem linken Enzufer gebaut werden. Um der früheren Wasservergeudung entgegenzutreten, wurde mit den beiden Gemeinden ein nach den Plänen des Kulturbauamts durchzuführender Umbau der gesamten, umfangreichen Bewässerungseinrichtungen vereinbart, wobei der Verband einen hälftigen Baukostenbeitrag zusicherte.

Der Gemeinde Mühlhausen brachte die neue Anlage den Vorteil, daß durch die Beseitigung des alten festen Mühlwehres die Hochwasserabflußverhältnisse für den unter häufigen Überschwemmungen leidenden Ort wesentlich verbessert werden konnten. Die Einsprache dieser Gemeinde gegen das Unternehmen wurde nach einer Vereinbarung, in der sich der Verband unter anderem zur Leistung eines wesentlichen Beitrages zu den Kosten des Baues einer Trinkwasserversorgungsanlage verpflichtete, ebenfalls zurückgenommen. Auf diese Weise gelang es, daß die wasserpolizeiliche Verleihung des Nutzungsrechtes und die Genehmigung der Anlage gerade noch einen Tag vor der Inbetriebnahme des Werkes erteilt werden konnten.

In Württemberg ist die Möglichkeit zur Gewinnung sehr großer Wasserkräfte infolge der geographischen Verhältnisse nicht gegeben. Die beiden Nachbarländer Bayern und Baden sind hierin von der Natur mehr begünstigt. Dennoch setzte in den etwas bescheidenen württembergischen Verhältnissen sofort nach dem Kriege eine rege Tätigkeit ein, um die noch verfügbaren Wasserkräfte der Volkswirtschaft zuzuführen. Aus der Reihe von Anlagen, die in rascher Folge, insbesondere von den das ganze Land überspannenden Elektrizitätsversorgungsverbänden an der Iller, der Donau und dem Neckar errichtet wurden, gehört das Kraftwerk Mühlhausen wegen seiner außerordentlich günstigen Lage zu den bemerkenswertesten. In einer fast 4 km langen Schleife umschließt die aus dem Schwarzwald kommende Enz einen an der schmalsten Stelle nur etwa 250 m breiten Höhenrücken. Diese Bodenerhebung konnte durch einen nur 135 m langen Stollen und zwei kurze offene Ober- und Unterkanäle durchschnitten werden.

Das Stauwehr erhielt zwei je 12 m weite, 3 m hohe bewegliche Schützentafeln, sowie zwei je 3,2 m weite, 3,2 m hohe Grundablaßschützen. Der Stau erstreckt sich bis auf 2,2 km flußaufwärts. Zur Verhütung einer Versumpfung der tiefliegenden Wiesen auf dem linken Enzufer ist ein Entwässerungsgraben und eine 35 cm weite Sickerdohle nach dem Hinterwasser des Wehres geführt. Das Wehr konnte auf den in der Mitte nur etwa 1 m unter der Flußsohle anstehenden Muschelkalkfels gegründet werden. Waren die Muschelkalkbänke auch stark zerklüftet, so konnte doch durch sorgfältige Ausführung eine vollkommene Wasserdichtigkeit der Wehrschwelle erreicht werden. Die Gründung geschah in offener, mit Larssenspundwänden umschlossener Baugrube bei gut durchzuführender Wasserhaltung. Die betonierte Absturzpritsche ist durch einen 8 cm starken Dielenbelag geschützt, während die aus Pflasterung zwischen Schwellrost bestehende Pritschenverlängerung eine Sicherung gegen Ausspülung durch einen Schwartenbelag erhalten hat. Auf den aus Eisen gebildeten Hauptschützen sind Dammbalken aufgesetzt, die bei Eisgang besonders aufgezogen oder im Gefahrfalle durch einfache

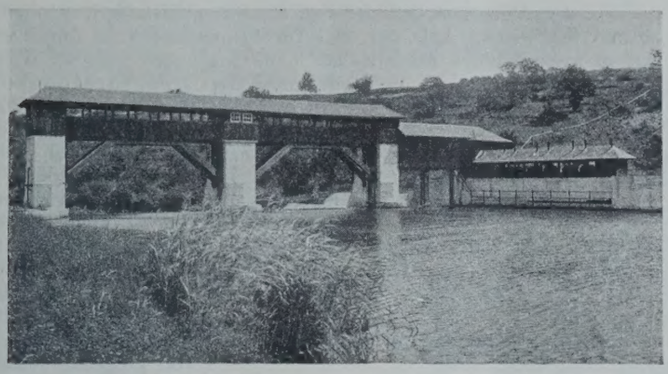


Abb. 5. Ansicht des Wehres und des Kanaleinlasses von oben.

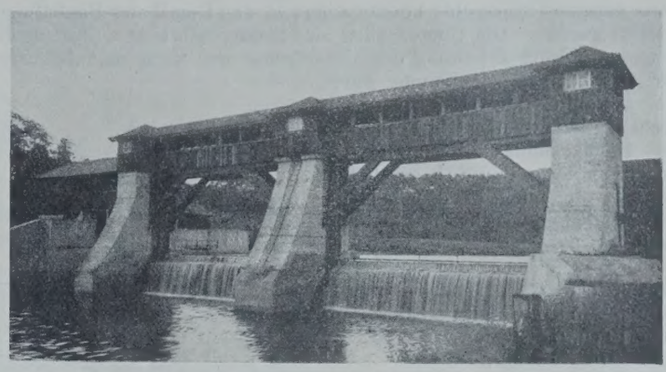


Abb. 6. Ansicht des Wehres vom Unterwasser.

Auslösevorrichtungen rasch zum Abschwimmen gebracht werden können. Das Windwerk zum Aufzug der großen an Gallschen Ketten hängenden Schützentafeln befindet sich auf dem Mittelpfeiler. Durch eine Ausrückung kann der elektrische Antrieb auf die rechte oder linke Schütze geschaltet werden. Für den Fall des Versagens des elektrischen Antriebes sind beide Schützenaufzüge auch mit einem Handantrieb versehen. Die Schützen sind vom Mittelpfeiler aus durch eine Steigleiter zugänglich (Abb. 3 u. 4).

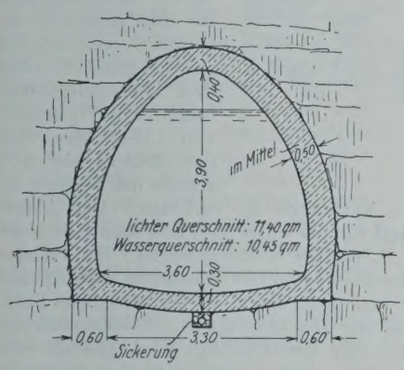
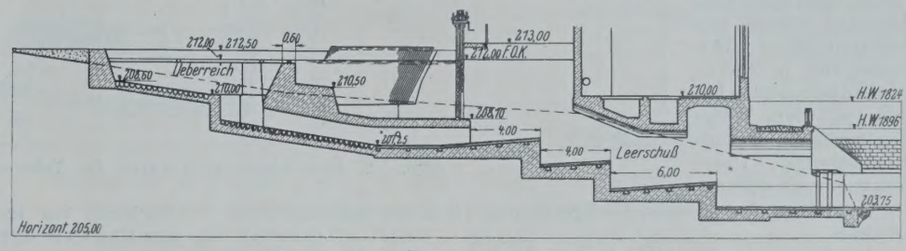
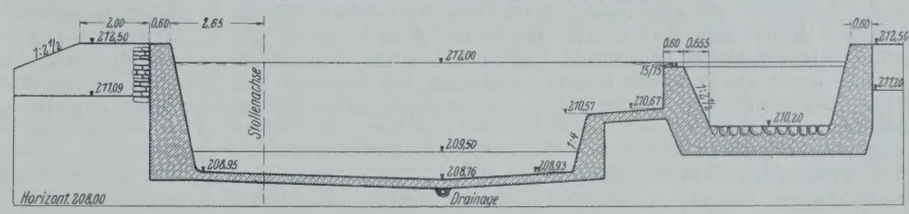


Abb. 7. Stollenprofil.



Schnitt durch Übereich und Leerschuß.



Schnitt *b—b* durch Oberkanal und Übereich.

Abb. 9.

Die Grundablaßschützen sind der Höhe nach zweiteilig, so daß die obere Hälfte der hölzernen Schützentafeln auch abgesenkt werden kann, wodurch sowohl Eisablaß wie auch Wasserspiegelregelung sich sehr leicht vollziehen. Die Aufzugvorrichtung dieser kleinen Schützen haben neben dem Handantrieb gleichfalls elektrischen Antrieb erhalten. Einer dieser Antriebe ist auch mit Fernsteuerung versehen, so daß die Schützenbewegung vom Werk aus durch Druckknopfsteuerung betätigt werden kann. Ein Fernmelder zeigt im Werk die jeweilige Stellung der Schütze an.

Der Bedienungssteg über die beiden Hauptöffnungen ist in Holz ausgeführt worden. Zu dieser Bauweise führte zunächst die Sparsamkeit, denn das gesamte für den Bau notwendige Holz wurde von der Staatsforstverwaltung zu recht günstigen Bedingungen zur Verfügung gestellt und die früher erwähnte, nur 600 m unterhalb der Wehrbau-

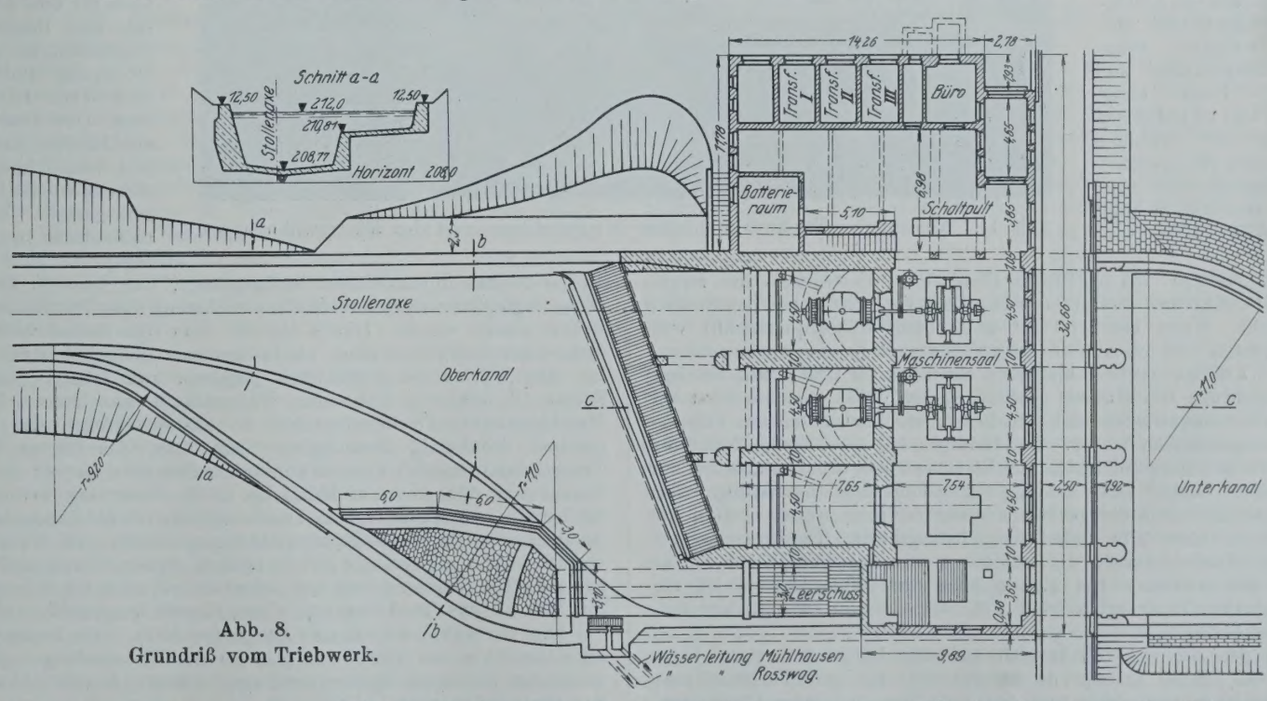


Abb. 8.
Grundriß vom Triebwerk.

stelle gelegene Sägemühle konnte sofort in den Dienst der Bauleitung gestellt werden. Die Überdeckung des Steges mit einem Ziegeldach dient sowohl der Erhaltung des Holzwerkes wie auch dem Schutze der Getriebe. Auch konnte durch die gewählte Bauweise einer mit Recht geltend gemachten Forderung des Heimatschutzes Rechnung getragen und ein Bauwerk geschaffen werden, das sich in das liebliche Landschaftsbild recht gut einfügt (Abb. 5 u. 6).

Der annähernd rechtwinklig abzweigende Kanaleinlaß ist zur Abhaltung größerer Schwimmstoffe mit einer 10 cm unter den Wasserspiegel herabreichenden Hochwasserschutzwand aus Eisenbeton und mit einem Grobrechen aus 1 Zoll starken Eisenrohren versehen. Zum Abschluß dienen vier Schützen mit Lichtweiten von je 3,20 m. Der Bedienungssteg hat eine, mit dem Wehrstegüberbau zusammenhängende Überdeckung zum Schutze der Getriebe und der meist hochgezogenen hölzernen Schützentafeln erhalten.

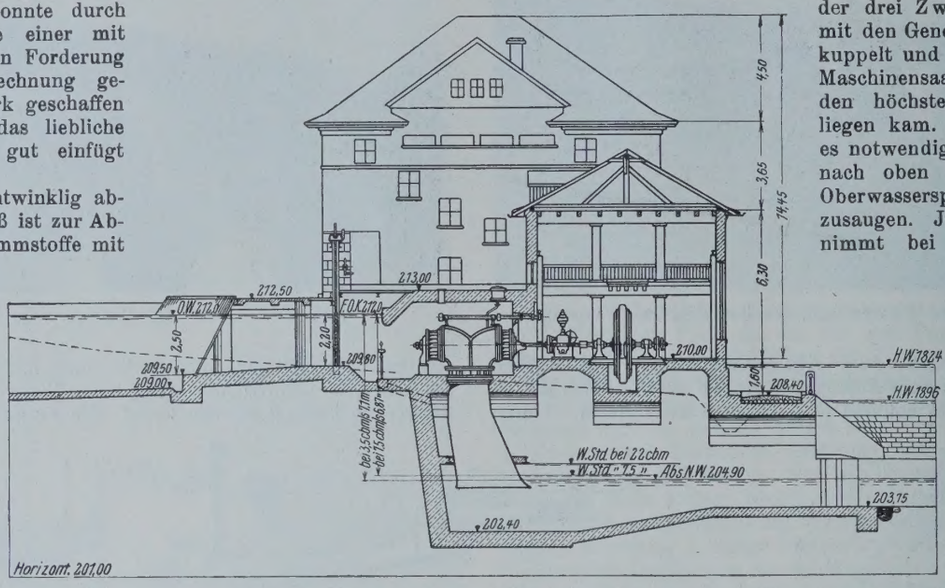


Abb. 10. Querschnitt *a*—*b* durch das Triebwerk.

Die Eintrittsgeschwindigkeit von der Wehrwage in den Oberkanal beträgt bei der Ausbauwassermenge (22 m³/Sek.) 0,75 m/Sek. und bei kleinstem Niederwasser 0,12 m/Sek. Die Einlaufschwelle ist zur Abhaltung des Geschiebes vom Kanal 1 m höher als die Grundablaßschwelle bezw. die Flußsohle gelegt. Außerdem hat man vor dem Einlaß die Flußsohle auf eine Breite von 6 m mit einem auf Schwellrost befestigten Schwartenbelag versehen, um eine gute Freispülung des Kanaleinlasses bei gezogenen Grundablaßschützen zu erreichen.

Im Anschluß an den Kanaleinlaß hat der Oberkanal zunächst eine Breite von 13,40 m und eine Tiefe von 2,20 m. Er verengert sich alsbald, während seine Tiefe entsprechend zunimmt. Nach einer Strecke von 36 m Länge, auf der er zwischen Ufermauern offen geführt ist, besitzt er eine Breite von 3,20 m und eine Wassertiefe von 3,20 m.

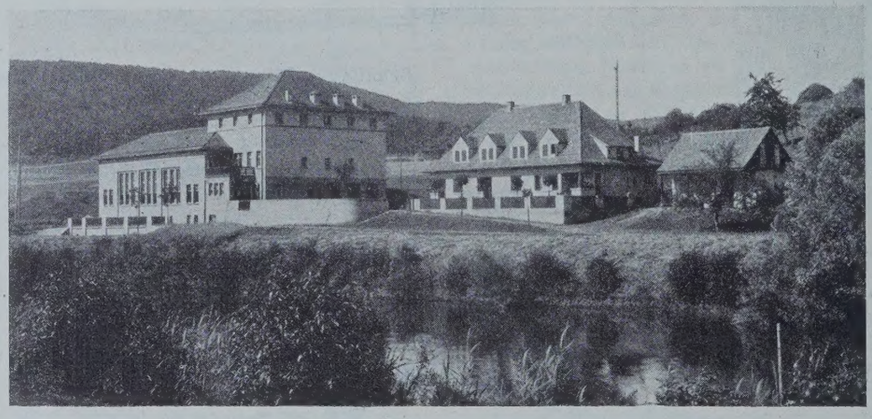


Abb. 11. Ansicht des Triebwerkgebäudes mit Schalthaus und des Wärterwohnhauses.

Auf weitere 135 m Länge fließt das Oberwasser im Freispiegel-Stollen. Bei einer Wassertiefe von 3,20 m hat der Stollen eine lichte Weite von 11,4 m² und einen Wasserquerschnitt von 10,5 m², so daß die mittlere Fließgeschwindigkeit bei der Ausbauwassermenge 2,1 m/Sek. und bei kleinstem Niederwasser 0,33 m/Sek. beträgt. Die Ausführung des Stollens geschah in der Weise, daß zunächst ein Firststollen vorgetrieben und von diesem aus nach unten der Vollausbruch vorgenommen wurde. Das Gebirge, das keine festen Felsbänke zeigte, war mit Mergelschichten durchsetzt und sehr druckhaft, so daß auf die ganze Länge eine kräftige Auszimmerung notwendig war, während sich nicht der geringste Wasserandrang zeigte, obwohl die Stollensohle über 2 m unter dem benachbarten Flußwasserspiegel lag. Die Ausbetonierung des Stollens mußte eine verglichene Stärke von 50 cm erhalten. Bis 20 cm über dem Wasserspiegel ist ein 2 cm starker Zementglattstrich auf Sohlen- und Wandbeton aufgebracht (Abb. 7).

An den Stollen schließt sich auf eine Länge von etwa 45 m wieder ein offenes Kanalprofil an, das sich vor dem Turbinenhause auf etwa 20 m verbreitert und das auch hier durchweg Ufermauern und Sohlenbetonierung erhalten hat. Das Sohlengefälle vom Stolleneinlauf bis zum Leerschuß beim Triebwerk beträgt 0,5 ‰.

Vor dem Triebwerk befindet sich ein durchlaufender Rechen mit 20 mm Stabweite. Jede der drei Turbinenkammern ist durch eine 4,50 m weite Schütze abschließbar. Die wagerecht gelegten Wellen der drei Zwillingsturbinen sind mit den Generatoren unmittelbar gekuppelt und so hoch gelegt, daß der Maschinensaalfußboden noch über den höchsten Hochwasserstand zu liegen kam. Zu diesem Zweck war es notwendig, die Turbinenkammern nach oben abzuschließen und den Oberwasserspiegel um 50 cm hochzusaugen. Jede der drei Turbinen nimmt bei voller Beaufschlagung und einem Nutzgefälle von 7,0 m eine Wassermenge von 7,5 m³/Sek. auf. Die Umdrehungszahl wurde zu 250/Min. gewählt. Vor der 60 cm über die Kanalsohle gelegten Rechenschwelle ist eine Aalrinne angeordnet, von der aus ein Schlupfloch nach dem Leerschußgerinne führt. Ein Übereich von 18 m Länge hat den Zweck, ein Aufstauen des Wassers im Oberkanal bei rückgängigem Verbrauch zu verhüten. Der Ablauf vom Übereich führt durch zwei Kanäle unter dem Leerschuß hindurch nach dem zum Unterwasser führenden Absturzgerinne. Bei raschen Belastungsschwankungen sollte das ungenutzte Wasser im wesentlichen sofort nach dem Unterwasser und nicht nach der 3,5 km langen Flußschleife abgeführt werden, damit die Gleichmäßigkeit der Wasserführung unterhalb des Werks nicht zu sehr beeinträchtigt wird. Neben dem Rechen befindet sich eine zweiteilige, 3 m weite Leerlaufschütze (Abb. 8, 9 u. 10).

Das Maschinenhaus enthält die drei Drehstrom-Generatoren und ist so groß angelegt, daß es auch noch den Maschinensatz für eine künftige Pumpenspeicheranlage aufnehmen kann. Die Verhältnisse für eine solche Anlage sind insofern nicht ungünstig, als auf dem Höhenzug südlich von dem Werk 140 m über dem Oberwasserspiegel ein Hochbehälter angelegt werden kann. Nach diesem würde in Zeiten geringerer Belastung namentlich in der Mittagspause und während einiger Nachtstunden Wasser hochgepumpt, das dann in Zeiten der Belastungsspitzen wieder durch Beaufschlagung einer Hochdruckturbine Arbeit leisten würde. Durch ein mit dem Oberwasser verbundenes Wasserstandsrohr und einen im Unterwasser befindlichen Schwimmer ist dem Wärter die Möglichkeit gegeben, von seinem Stande am Schaltpult aus, die Höhe der Wasserstände abzulesen. Mit dem Maschinenhause zusammengebaut ist das Schalthaus, das im Erdgeschoß Schaltpult, Schalttafel, Werkstätte, die Räume für drei Transformatoren und eine Akkumulatorenbatterie, ferner ein kleines Bureau und den Abort enthält. Im ersten Stockwerk befinden sich die Schalt- und Meßzellen, im zweiten Stockwerk die Sammelschienen, im Dachraum die Blitzschutzeinrichtungen. Neben dem Werkgebäude wurde ein Wohngebäude mit drei gleich großen Vierzimmerwohnungen für die Maschinenwärter und neben diesem noch ein Nebengebäude mit Waschküche, Backofen und Kleinviehstall hergestellt (Abb. 11).

Der Unterkanal hat eine Länge von 50 m, seine Breite wechselt zwischen 20 m am Werk und 8 m an der Einmündung in die Enz, er hat bei kleinstem Niederwasser eine Wassertiefe von 1,15 m. Sein Sohlengefälle beträgt 1 : 1000.

Das Werk ist für eine Wassermenge von 22 m³/Sek. ausgebaut. Nach dem Durchschnitt der 15 Jahre 1901 bis 1915 steht diese Wasser-

menge an 100 Tagen im Jahr zur Verfügung. Nach dem Leistungsplan beträgt die mittlere Jahresleistung 900 PS, die höchste erzielbare Leistung 1375 PS. Der mit einer Maschinenspannung von 3000 V erzeugte Drehstrom wird auf 15000 V umgespannt und an das Netz des Gemeindeverbandes Elektrizitätswerk Enzberg abgegeben. Bei der durchschnittlichen Wasserführung der Enz könnten in 24stündigem Dauerbetrieb insgesamt 5,5 Mill. kWh erzeugt werden (Abb. 12).

Mit den Bauarbeiten wurde im Juni 1920 begonnen, im Dezember 1921 konnte das Werk in Betrieb genommen werden. Seit dieser Zeit befindet sich die Anlage im ununterbrochenen Gang und hat dem Gemeindeverband schon die wertvollsten Dienste geleistet.

Der Entwurf der Gesamtanlage wurde vom Verfasser aufgestellt, ihm war auch die Oberleitung des Baues übertragen. Der elektrische Teil des Werkes wurde nach den Plänen und unter Leitung von Regierungsbaumeister Mössinger, techn. Direktor des Gemeindeverbandes Elektrizitätswerk Enzberg, und die Hochbauten nach den Entwürfen und unter Leitung der Architekten Regierungsbaumeister Dollinger & Fetzer, Stuttgart, ausgeführt. Die örtliche Bauleitung, besorgte Baumeister Lang, Ludwigsburg. Die Ausführung der gesamten Tiefbauarbeiten und die Betonier- und Maurerarbeiten an den Hochbauten geschah durch die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Zweigstelle Karlsruhe. Von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg wurde das Eisenwerk des Wehres, von der Maschinenfabrik J. M. Voith, Heidenheim, wurden die Turbinen, von der Maschinenfabrik Eßlingen, Werk Cannstatt, die Generatoren, von den Siemens-Schuckert-Werken die Schaltanlage und die Transformatoren geliefert und aufgestellt.

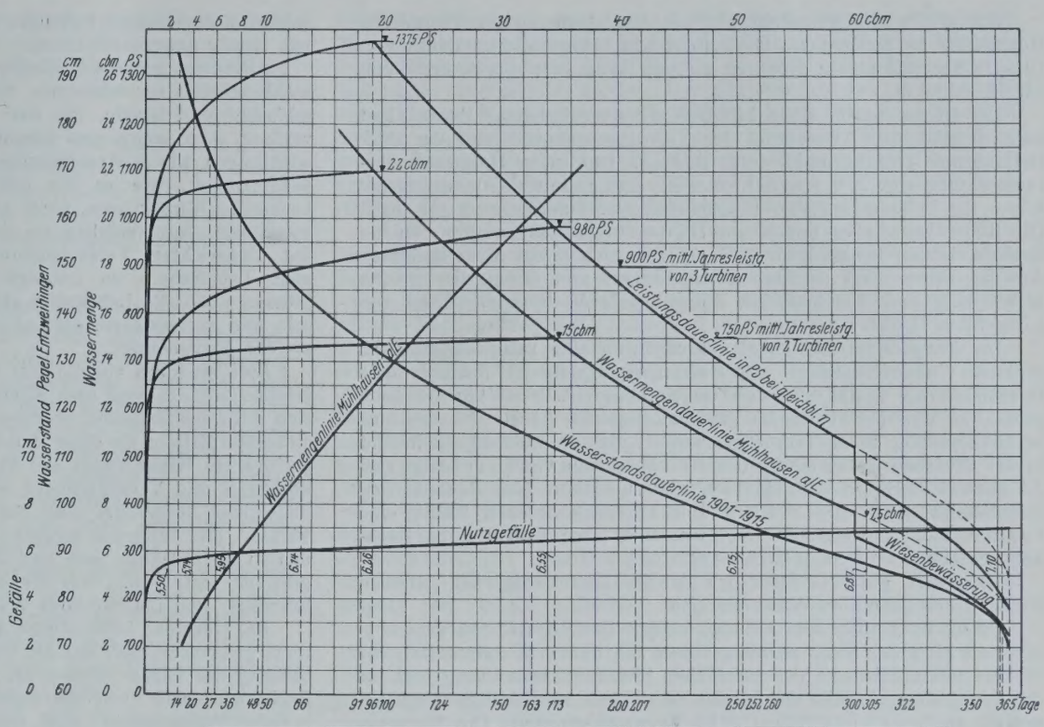


Abb. 12. Leistungsplan.

Ausnutzung bis m^3	Leistung im Jahr PS-Std. bei 24stünd. Dauerbetrieb	Höchstleistung PS	Mittl. Jahresleistung PS	Anzahl der Turbinen
15	6 560 000	980	750	2
22	7 930 000	1375	900	3

Das wasserbauliche Versuchswesen und die wasserbaulichen Versuchsanstalten in Deutschland.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungs- und -Baurat Dr.-Ing. ehr. **H. Krey**, Berlin.

1. Geschichtliche Entwicklung.

Auf Anregung des Herrn John Freeman,[1]) Consulting Engineer in Providence. Rhode Island, und mit seiner Unterstützung wird in diesem Jahre im Verlage des V. D. I. ein Werk über das wasserbauliche Versuchswesen in Europa erscheinen. Aus ihm wird wieder mit besonderer Deutlichkeit hervorgehen, wie auch auf diesem Gebiete der Wissenschaft das seit dem Kriege so vielgeschmähte und absichtlich verkannte Deutschland in jahrzehntelanger stiller ernster Arbeit anregend und bahnbrechend gewesen ist. Wenn auch jetzt die anderen Völker in richtiger Erkenntnis des wissenschaftlichen und wirtschaftlichen Wertes des Modellversuches für den Wasserbau Deutschlands Beispiel folgen und sich eigene Wasserbauversuchsanstalten bauen, so liegt doch das Schwergewicht des wasserbaulichen Versuchswesens noch in Deutschland, dort, wo seine Wiege stand.

Wenn wir bedenken, daß auf einem anderen Sondergebiete der Untersuchung der Wasserbewegung, nämlich für den Schiffbau, in allen Kulturstaaten schon lange Versuchsanstalten bestehen, deren Bedeutung und wirtschaftlicher Wert für die Schiffbauindustrie und für die Allgemeinheit wohl kaum ernstlich mehr bestritten wird, so scheint die langsame Entwicklung des Versuchswesens im Wasserbau um so weniger verständlich, als gerade die Aufgaben im Wasserbau unendlich viel mannigfaltiger und in ihrer Bedeutung ungleich wichtiger sind. Trotzdem begegnete der Gedanke des Modellversuches für den Wasserbau anfangs großem Mißtrauen, als vor reichlich drei Jahrzehnten Geheimrat Prof. Engels an der Dresdener Hochschule das erste Flußbaulaboratorium baute und natürliche Flüsse im kleinen nachzubilden suchte. Wenn auch der Name des Forschers für die Bedeutung des Werkes bürgte, so sahen doch viele darin damals nur eine wissenschaftliche, für die Praxis bedeutungslose Kleinarbeit und ahnten nicht, daß damit der Anfang einer Forschungsmethode gemacht war, die heute alle Völker nachahmen und die für ein wirtschaftliches Bauen unumgänglich notwendig ist.

Dem Dresdener Beispiel folgten bald andere Ausführungen in Deutschland, und zwar einerseits an den Hochschulen Darmstadt, Karlsruhe, Braunschweig, Berlin und Danzig, anderseits für die Wasserbauverwaltung in der Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin auf der Schleuseninsel.

Die Darmstädter Anlage von Prof. Koch zeichnet sich durch ein besonders großes, wenn auch kurzes hydraulisches Gerinne mit Glaswänden aus, sowie durch seine Vorrichtung zur Nachbildung der Erscheinungen von Ebbe und Flut. Die letztere ist in Dresden und Danzig mit geringen Änderungen nachgeahmt. Das Wasser wird sowohl dem hydraulischen Gerinne wie dem Flußbaugerinne von der einen Schmalseite des länglichen Raumes zugeführt.

Ebenfalls seitliche Wasserzuführung haben die Laboratorien der Hochschule von Berlin, Danzig und Dresden. Während in dem Wasserbaulaboratorium der Berliner Hochschule der lange Raum hauptsächlich von einer größeren Versuchsrinne mit darunterliegender als Eichgefäß dienender Rücklaufrinne eingenommen wird, enthält in Danzig der 30 × 6,25 m große Raum ein seitliches hydraulisches Gerinne von 1 m Breite und ein mittleres Flußbaugerinne von 2 m Weite mit streckenweiser Verbreiterungsmöglichkeit und darunterliegender Rücklaufrinne.

Das kurz vor dem Kriege fertiggestellte neue Flußbaulaboratorium der Dresdener Hochschule hat in einem 43 × 10 m großen Hauptraum auf der einen Seite eine 34,5 m lange, 1 m breite hydraulische Beobachtungsrinne, auf der anderen Seite ein 40 cm tiefes Flußbaugerinne von 30 × 2 m, das einseitig zur Herstellung von Flußkrümmungen und Flußspaltungen auf 6 m und erforderlichenfalls (unter Beseitigung der hydraulischen Rinne) auf 8 m verbreitert werden kann. Zwischen beiden Gerinnen liegt der überdeckte Rücklaufkanal von 27,5 × 3 m, der nach Fortnahme der Abdeckplatte für Flügelmessungen usw. benutzt werden kann.

[1]) Vergl. auch „Der Bauingenieur“ 1925, S. 551.

Das größte Hochschullaboratorium besitzt zurzeit die Technische Hochschule in Karlsruhe. Es besteht aus einem oberen Raum von 19 × 11,6 m und einem größeren unteren Raum (zur ebenen Erde) von rd. 74 × 11,6 m.

Der obere, durch einen Lichtschacht durchbrochene Raum dient hauptsächlich der Aufstellung der Versuchsergebnisse und der Aufstellung und Vorführung kleinerer Modelle. Der untere Hauptversuchsraum enthält eine 70 m lange, 1,5 m weite und 1,5 m tiefe (quadratische) Rinne für Schleppversuche, Flügeleichungen, Schirmmessungen usw. Die Rinne kann aber nur je zur Hälfte durchströmt werden, da die Zuläufe sich an beiden Enden, die Abläufe sich in der Mitte befinden. An der Rinne sind in fünf Kellerräumen, von denen der größte 13,1 m lang und 2 m breit ist, Spiegelglasbeobachtungsscheiben von 1,5 × 1,2 m Größe.

Im übrigen ist der ganze Raum durch eine recht ausgedehnte zentrale Wasserförderungs- und Eichungsanlage für 325 Sekundenliter Gesamtleistung (man muß wohl sagen leider) in zwei kürzere Teile geteilt, so daß hier trotz der großen Länge des ganzen Raumes nur verhältnismäßig kurze Versuchsrinnen möglich sind. Aufgestellt sind in der östlichen Hälfte eine größere Flußbaurinne von 25 m Länge und 2,4 bezw. 5 m Breite und eine hydraulische Rinne (zur Beobachtung mit Glaswänden) von 12 × 1 m und in der westlichen Hälfte eine kleinere Flußbaurinne von 18 × 2 m und zwei hydraulische Beobachtungsrinnen von 16 × 0,5 m und von 8 × 0,5 m.

Besonders gut durchgebildet ist die Einrichtung zur genauen Eichung der benutzten Wassermengen.

Schon bald nach dem Bekanntwerden der Engelsschen Versuchsarbeiten ging der Staat anfangs dieses Jahrhunderts daran, sich für die besonderen Zwecke der staatlichen Wasserbauverwaltung und für die allgemeinen Zwecke des Landes eine eigene selbständige Versuchsanstalt zu bauen, die Staatliche Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin, auf der Schleuseninsel im Tiergarten. Sie wurde dem Ministerium der öffentlichen Arbeiten unmittelbar unterstellt. Ihr Arbeitsbereich ist, wie schon der Name sagt, umfassender als bei den Schwesteranstalten der Hochschulen; sie soll allen wichtigen Aufgaben des gesamten Wasserbaues und Ingenieurbaues dienen einschließlich der Schiffahrt, des Schiffbaues sowie des Erd- und Grundbaues. Für Lehrzwecke der Berliner Hochschule soll sie nur insoweit zur Verfügung gestellt werden, als die Hochschule noch keine eigenen Versuchslaboratorien des betreffenden Sonderfaches hat.

Die Staatliche Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau (V.W.S.) enthält jetzt außer den erforderlichen Bureauräumen, Maschinen- und Akkumulatorenräumen, den Lagerräumen, den Werkstatträumen, der Lichtpausanstalt usw. an Versuchsräumen eine 175 m lange, 10,5 m weite Halle, die gleichzeitig für die Hauptaufgaben des Wasserbaues und Schiffbaues bestimmt war und deren Einrichtung den Schiffsversuchsanstalten Englands und Deutschlands nachgebildet war, einen kleineren 24 × 10 m großen Raum, dessen Einrichtung mit einseitiger Wasserzuführung und beweglicher Rinne usw. ursprünglich das alte Laboratorium der Dresdener Hochschule als Vorbild genommen hatte, und eine Fläche von 150 m Länge und im Mittel etwa 15 m Breite südlich der großen Längshalle, die bereits ganz mit den verschiedensten Versuchsmodellen besetzt ist, zum Teil in besonderen Gebäuden, zum Teil im Freien. Unter diesen Modellen befinden sich mehrere über 100 m lange Rinnen. Die Wasserzuführung zu den Modellen und die Einrichtung für Ebbe und Flut[2]) ist wesentlich anders als bei den Hochschullaboratorien.

Für größere Versuchsbauten, die auf dem beschränkten Gelände der Schleuseninsel nicht mehr Platz finden können, ist jetzt außerhalb Berlins bei Marquardt, nördlich von Potsdam, ein geeignetes Gelände von etwa 20 ha der Versuchsanstalt zur Verfügung gestellt, das demnächst bei größeren Aufträgen in Benutzung genommen werden soll.

2. Stellung der Anstalten nach dem Hauptzweck der Versuchstätigkeit.

Einer der wichtigsten Zwecke der Versuchsanstalten ist der Lehrzweck, das zeigt schon der Ausgang der Anregung von den Hochschulen. Der Wert der Versuchslaboratorien kann in dieser Hinsicht nicht hoch genug angeschlagen werden. Der so oft betonte Unterschied zwischen Theorie und Praxis ist in Wirklichkeit nicht vorhanden, wenn der sogenannte Theoretiker etwas mehr versteht, als die toten Formeln eines Handbuches (nicht einmal immer an richtiger Stelle) anzuwenden, und wenn der sogenannte Praktiker nicht lediglich auf die ausgeführten „bewährten" Bauweisen schwört, die nur nicht eingefallen sind, im übrigen aber vielleicht herzlich schlecht sein mögen. Nur-Theoretiker und Nur-Praktiker gibt es nicht, wenn beide ihre Arbeit so mit dem Verstande anfassen, wie man es von gelernten Ingenieuren verlangen kann, und wenn sie ihre Ausbildungszeit richtig ausgenutzt haben.

Allerdings hat die Hochschulausbildung früher an manchen Orten wohl allerlei zu wünschen übriggelassen. Die Theorie, auch die schärfste und feinste, hat nur dann Wert, wenn man sie praktisch verdaut, d. h. wenn man überall mit ihr und mit den einzelnen Entwicklungen klare Anschauungen verbindet (ohne leere Phrasen und Schlagwörter, wie es die schönen Wörter „Wasserpolster", „Tosbecken", „Wirbel" usw. sonst meist sind). Wenn das die Hochschulen vermitteln, dann erfüllen sie ihren Zweck, sonst nicht. Darum sind gut eingerichtete Versuchslaboratorien für alle Hochschulen und in allen Lehrfächern so unumgänglich notwendig. Selbstverständlich müssen auch die Lehrkräfte sich dieser ihrer Hauptaufgabe bewußt sein und es verstehen, die Laboratorien in diesem Sinne für die Lehrzwecke auszunutzen.

Eine wirklich vorbildliche Anordnung sah ich neulich in einer Hochschule, die noch kein eigenes Wasserbaulaboratorium besitzt und sich mit Behelfsräumen begnügen muß. Hier war mit verhältnismäßig einfachen Mitteln an einer Wand in einem schmalen, aber hohen Glasgerinne ein Wasserstrom mit verschiedenen Fließzuständen, Beschleunigungen und Verzögerungen so in seinen Druck- und Geschwindigkeitshöhen vorgeführt, daß das Ganze wie eine lebendige Wandtafel wirkte. Der Eindruck solcher Vorführungen wird den regsamen Studenten unvergeßlich sein und ihnen die theoretischen Entwicklungen greifbar vorführen. Eine Weiterentwicklung dieser instruktiven Vorführungs- und Lehrmethode würde außerordentlich zu begrüßen sein.

Bei einzelnen Laboratorien kann man sich allerdings des Eindrucks nicht ganz erwehren, daß die Versuche mehr zur Ausbildung und Fortbildung der Lehrer dienen als dem Unterrichte der Studenten. Mit Recht wird nun zwar hervorgehoben, daß für die Heranbildung des jungen Nachwuchses eine vorzügliche Ausbildung der Lehrkräfte Grundbedingung ist, und damit wird die Forschertätigkeit der Hochschullehrer begründet. Anderseits stehen aber leider die Lehrtätigkeit und die Forschertätigkeit in einem gewissen Gegensatz. Ist es schon wegen der für das Studium verfügbaren Zeit und wegen der erforderlichen Sorgfalt der Forschungsversuche fast so gut wie ausgeschlossen, den Durchschnittsstudenten an diesen Versuchen teilnehmen zu lassen, so ist auch ein anerkannt guter Forscher noch lange kein guter Hochschullehrer (ebenso wie umgekehrt). Selbstverständlich soll man dem Dozenten die Möglichkeit zur Fortbildung und zur eigenen Forschertätigkeit geben, aber an die Hochschulen gehören in erster Linie gute Lehrer mit umfassendem Wissen und daher mehr reproduktiv als selbst produktiv arbeitend.

Bisher hat man öfter den Mißgriff getan, tüchtige Forscher mit geringer Lehrbegabung an die Hochschulen zu berufen, sehr zum Schaden der Hochschule und zu ihrem eigenen Nachteil; die mitübernommene Verpflichtung des Unterrichts ist ihnen eine Last, und nur ganz vereinzelte Studenten haben Vorteil von der Anwesenheit des Forschers an der Hochschule.

Hier klafft eine Lücke, die die Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft zur Förderung der Wissenschaften zum Teil ausfüllt, indem sie hervorragenden Forschern ein Arbeitsgebiet schafft, ohne sie mit dem Unterricht zu belasten und ohne die Hochschulen mit ihnen zu belasten. Der Hauptzweck solcher Versuchsanstalten würde die reine wissenschaftliche Forschung sein, allerdings mit Rücksichtnahme auf die praktische Ausnutzung der Ergebnisse.

Als dritter Hauptzweck kommt die praktische Erprobung und Verbesserung wirklicher Bauobjekte in kleinen Modellen in Betracht; das ist die eigentliche Versuchsarbeit, die bisher im Schiffbau üblich war und die jetzt auch im Wasserbau zu so großer Bedeutung gelangt. Versuchsanstalten mit diesem Hauptzwecke gehören im allgemeinen nicht an die Hochschule, weil der Unterricht diese Versuche nur stört und weil umgekehrt diese Versuche, wenn sie Ergebnisse liefern und daher für den Unterricht reif sein würden, für die Praxis beendet sind und beseitigt werden. Selbstverständlich lernen die Auftraggeber und Beteiligten sehr viel aus diesem Versuche, und auch die Allgemeinheit lernt aus den Veröffentlichungen, und ebenso kann durch die für besondere Zwecke angestellten Versuche auch die reine grundlegende Wissenschaft gefördert werden im Vordergrunde steht aber immer bei ihnen der Hauptzweck der Untersuchung sowie der günstigsten und sicheren Gestaltung des behandelten Bauwerks. Versuchsanstalten dieser Art wird zweckmäßig der Staat für seine eigenen Bauten und für die Bauten von Gemeinden und Privaten herstellen und unterhalten. Verlangt werden von der leitenden Persönlichkeit solcher Anstalten Beherrschung der wissenschaftlichen Grundlagen der Hydraulik, Hydrodynamik und Statik und Vertrautsein mit den Anforderungen der Praxis.

Wir unterscheiden also, nochmals kurz zusammengefaßt, drei Hauptzwecke, die die Stellung der Versuchsanstalten beeinflussen, für

a) den Versuch als Lehrmittel: Wasserbaulaboratorien der Hochschulen;

[2]) Vergl. Dr. Winkel, Modellversuche für Tidebewegung, „Die Bautechnik" 1923, S. 193.

b) den Versuch als Forschungsmittel der reinen Wissenschaft: besondere Forschungsinstitute;
c) den Versuch zur Untersuchung und Verbesserung praktischer Bauwerke und ihrer Einzelteile: allgemeine staatliche Versuchsanstalten.

Der letzte Hauptzweck hat besonders in der letzten Zeit große praktische und wirtschaftliche Bedeutung erlangt. Nun beschränken sich meist alle die verschiedenen Versuchsanstalten nicht auf ihren Hauptzweck, und es gilt daher das, was im nachfolgenden über die praktischen Versuche ausgeführt wird, sinngemäß auch für die anderen Anstalten.

3. Kosten und Wirtschaftlichkeit der Versuche.

Die Kosten der Versuche richten sich nach der Art der Ausführung, dem Modellmaßstab, der Genauigkeit der Modellherstellung und vor allem nach den am Modell ausgeführten Messungen und ihrer Verarbeitung, da wohl von allen Versuchsanstalten nur die wirklich entstandenen Kosten einschließlich der Nebenkosten liquidiert werden, aber kein Gewinn in Rechnung gestellt wird. Anderseits ist aber auch der Wert der zu erwartenden Versuchsergebnisse von der Versuchsausdehnung und der wissenschaftlichen Verarbeitung der Messungen abhängig. Man kann es daher nicht recht verstehen, wenn gelegentlich selbst große Firmen die voraussichtlichen Kosten geplanter Versuche bei einer Reihe von Versuchsanstalten erfragen und die Versuche dann dem „Billigsten“ in Auftrag geben (natürlich dann nicht immer gerade dem Erfahrensten).

Da der Erfolg der Versuche von der Art der Ausführung abhängig ist, so ist die Versuchsausführung in hohem Maße Vertrauenssache. In sehr vielen Fällen, besonders bei Wasserbauten, lassen sich die Kosten gar nicht vorher genau übersehen, weil die Ausdehnung der Versuche von den gewonnenen Ergebnissen abhängig ist. Der Gang ist gewöhnlich der folgende: Nach eingehender Besprechung der gestellten Frage wird von der Versuchsanstalt ein vorläufiges Versuchsprogramm aufgestellt und dafür die Kosten schätzungsweise angegeben. Im Falle des Einverständnisses wird der Auftrag für dieses vorläufige Versuchsprogramm erteilt, entweder (aber selten) für ein bestimmtes Pauschquantum, zweckmäßiger und auch für den Auftraggeber günstiger auf Grund der Preisschätzung mit einem Spielraum für beide Teile sowohl bezüglich der genauen Kosten als auch bezüglich der Ausdehnung der Versuche. Ergibt sich nämlich bereits bei den ersten Versuchen, daß sie in der geplanten Ausführung oder überhaupt keinen Erfolg versprechen, so wird der Auftraggeber auf die Durchführung des Versuchsprogramms entweder ganz verzichten oder es ändern mit neuer Preisfestsetzung. Daraus erkennt man schon, daß die billigen, kurz abgebrochenen Versuche meist die schlechtesten sind und daß die länger ausgedehnten und daher in ihren Gesamtkosten teureren Versuche die lohnendsten sind.

Leider kann man die Erfolge der Versuche nicht vorher genau kennen, denn dann wären die Versuche nicht mehr nötig. Darin besteht für den Auftraggeber eine gewisse Schwierigkeit, weil er nicht mit voller Sicherheit übersehen kann, bis zu welcher Höhe sich die Kosten der Versuche noch lohnen. Infolgedessen werden oft aus Scheu vor den ersten Kosten Versuche unterlassen, die dringend notwendig gewesen wären und deren Unterlassung dem Bauherrn in Wirklichkeit teuer zu stehen kommt.

Die für die Versuche zweckmäßig aufzuwendenden Beträge richten sich in erster Linie nach der Größe des Bauwerks und nach dem möglicherweise erstrebten Vorteil oder nach der mit einem Versagen der Einrichtung verbundenen Gefahr. Die dabei an den Versuch zu stellenden Fragen sind entweder schon in besonderer Richtung gegeben, sei es durch Bedenken, die man selbst hat, oder durch die bei ähnlichen Einrichtungen gewonnenen Vorteile. Dabei kommen alle Fragen des Wasserbaues, Schiffbaues und Grundbaues in Betracht, über die nicht von vornherein völlige Klarheit herrscht. Ja, selbst wenn keine besonderen Bedenken vorliegen, kann es sich bei großen oder wichtigen Bauten doch lohnen, die erwartete Wirkung des Bauwerks noch vor dem Bau durch den Versuch zu kontrollieren. Die Fälle, in denen selbst erfahrene Ingenieure sich nach Fertigstellung der Werke in ihren Erwartungen getäuscht sehen, sind durchaus nicht selten. So sei beispielsweise darauf hingewiesen, daß die großen Panamakanalschleusen die Hoffnungen, die man auf die Wasserzuführung durch die Sohlenkanäle gesetzt hatte, bei Benutzung des einseitigen durchgehenden Umlaufes nicht erfüllt haben und daß die Mitbenutzung des Kanals der Mittelmauer ein Notbehelf ist.

Darin besteht gerade oft das größte Verdienst der Versuche, daß unwirtschaftliche und gefährliche Anordnungen rechtzeitig erkannt werden und durch sichere und bessere Bauweisen ersetzt werden können. Allerdings wird dieser Nutzen selten in seinem richtigen Werte offen zugestanden, weil menschliche Schwäche es nicht gern zugibt, daß ihr Entwurf verbesserungsmöglich oder verbesserungsbedürftig war, auch nicht unter Verhältnissen, die sich vorher nicht übersehen lassen. In einem besonderen Falle war kürzlich ein Teil eines großen Bauwerks durch den Versuch als gefährdet erkannt worden und mußte umgearbeitet werden. Der mögliche Schaden bei Zerstörung des geplanten Werkes hätte viele Millionen Mark betragen. Trotzdem werden solche Feststellungen oft ohne besondere Würdigung ihrer großen Bedeutung scheinbar als unliebsame Störungen des Entwurfes hingenommen, während doch in Wirklichkeit der Nutzen dieser Feststellung für den Auftraggeber ein ungeheuer großer ist.

Auch die Feststellung der Verbesserungsmöglichkeit der Bauanordnungen, die fast stets durch die Versuche nachgewiesen werden kann, läßt sich nicht immer zahlenmäßig buchen. Während beispielsweise der Wert einer durch geeignete Molenlagen und -formen bewirkten Verringerung der Versandung und Verschlickung eines Hafens seinen Ausdruck in der Ersparnis an Baggerkosten findet, ist die etwaige Wellenberuhigung schon schwer in Geld anzugeben. Dieser nur mittelbare Vorteil der Entwurfsverbesserung infolge der besseren Erkenntnis aus den Versuchen ist fast immer weit größer als der unmittelbare Gewinn in der Ersparung an Baukosten oder Unterhaltungskosten. In einem besonders günstigen Falle brachte ein Versuch, der im Jahre 1924 in der Berliner Staatlichen Versuchsanstalt im Tiergarten für eine ausländische Wasserbauverwaltung ausgeführt wurde, dem Auftraggeber bei einem großen Bauwerk eine Ersparnis an Baukosten von 2 Mill. R.-M. Dieser Erfolg der Versuche wurde von dem Auftraggeber mit Befriedigung anerkannt. In Wirklichkeit brachte der Versuch außerdem noch viele andere Vorteile. Sie bestanden in der zweckdienlich günstigsten Durchbildung der Einzelanordnungen auf Grund der Versuchsergebnisse und in der durch die Versuche gewonnenen Sicherheit, daß das ganze Bauwerk in der endgültig gewählten Form des Entwurfes den Erwartungen voll entsprechen wird. Die selbstverständlich mit großer Freude aufgenommenen wesentlichen Ersparnisse an Baukosten waren eigentlich nur Nebenvorteile.

Trotzdem reizt der Nachweis solcher unmittelbaren Vorteile durch Ersparnis an Bau-, Unterhaltungs- und Betriebskosten mehr zur Vornahme von Versuchen als die meist wichtigeren mittelbaren Vorteile. Eine Verbesserung der Rentabilität eines Schiffes um wenige Prozent durch günstigere Formgestaltung des Schiffskörpers oder durch Erhöhung des Wirkungsgrades des Schraubenantriebes kann ein Schiff im Wettbewerb überlegen machen. Gelegentlich sind auch in dieser Weise recht große Vorteile zu erreichen. Bei zwei Schwesterschiffen wurde kurz nach Beendigung des Krieges durch den Modellversuch eine Verbesserung nachgewiesen und ausgeführt, die sich nach den genauen Ermittlungen auf den Schiffen in einer jährlichen Kohlenersparnis von zusammen 3000 bis 4000 t auswirkte. Die einmaligen Kosten des Versuches waren demgegenüber nur geringfügig.

Nur der Unternehmer, der die Versuchsanstalt in Betrieb erhält (hier der Staat), zieht außer dem wissenschaftlichen Gewinn keinen unmittelbaren Vorteil aus ihr, soweit er nicht eben selbst sie als eigener Auftraggeber ausgiebig benutzt. Die Gebühreneinnahmen (bei der Berliner Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau auf der Schleuseninsel im letzten Rechnungsjahre rd. 160 000 R.-M.) werden meist bei allen wissenschaftlichen Anstalten durch die Ausgaben übertroffen. Selbstverständlich wird es Versuche geben können, die sich wenig oder gar nicht bezahlt machen; die Erfahrung hat aber gezeigt, daß es kaum je vorkommt, sondern daß sie fast alle lohnen, zum Teil sogar außerordentlich hoch durch ihre unmittelbaren und mittelbaren Vorteile, wie die mitgeteilten Beispiele zeigen.

Die Ausführung von Versuchen ist kein wissenschaftlicher Luxus, sondern sie ist eine praktische Notwendigkeit, der sich gerade ein armes Volk nicht verschließen darf, wenn es seine Arbeiten wirklich sparsam und wirtschaftlich gestalten will. Der Schaden einer einzigen verfehlten Anordnung kann die gesamten Versuchskosten vieler Jahre weit übersteigen.

4. Zuverlässigkeit der Versuche und Bereitstellung der Geldmittel für die Versuche.

Der den Versuchen zuweilen gemachte Vorwurf der Unzuverlässigkeit hat nur dann vielleicht eine gewisse Berechtigung, wenn sie von Leuten ausgeführt werden, die weder praktische Erfahrung im Versuchswesen noch die nötigen wissenschaftlichen Kenntnisse zur richtigen Feststellung und Auswertung der Versuchsergebnisse besitzen. Selbstverständlich genügt es nicht, ein Bauwerk in irgend einem Maßstabe nachzubilden und dann alle Beobachtungen sofort auf die Natur zu übertragen. Der erfahrene Versuchsleiter muß die Gesetze der Ähnlichkeit kennen und sich dabei stets der Grenzen der Übertragbarkeit bewußt sein.

Solange die Wasserbewegungen nur durch die Schwerkraft bedingt werden und soweit die Reibung des Wassers keine ausschlaggebende Rolle spielt, ist im Modell mechanische Ähnlichkeit der Wasserbewegung mit der Natur vorhanden, wenn der

Bezugswert der Schwerkraftähnlichkeit $\frac{v^2}{l}$ [3]) für Modell und Natur gleich ist, d. h. wenn die Längen im Maßstab α und gleichzeitig der Wassergeschwindigkeit v im Maßstabe $\sqrt{\alpha}$ heruntergesetzt werden. Dann sind alle Übertragungen der Versuchsergebnisse auf die Natur maßstäblich zulässig nach den bekannten Modellregeln und einwandfrei. Die Grenze der Übertragbarkeit tritt aber ein, sobald an irgend einer Stelle des Modells ein negativer Druck (Sog) auftritt, der den im Maßstabe heruntergesetzten Atmosphärendruck überschreitet.

Ist aber statt der Schwerkraft nur die Reibung maßgebend, dann ist mechanische Ähnlichkeit der Bewegungen zwischen Modell und Natur nur dann zu erwarten, wenn der Kennwert der Reibung [3]) $v\,l$ für beide gleich ist, d. h. wenn die Wassergeschwindigkeit in dem gleichen Maßstabverhältnis α erhöht wird, wie die Längen im Verhältnis $\frac{1}{\alpha}$ heruntergesetzt werden. Auch dann ist die maßstäbliche Übertragung der Versuchsergebnisse auf die Natur einwandfrei. Die Grenze der Übertragbarkeit liegt dann bei einem negativen Druck gleich dem Atmosphärendruck.

Sobald beide Kraftarten, die Schwerkraft und die Reibungskräfte ausschlaggebend sind, dann gelten wieder andere Übertragungsgesetze und Grenzen der zulässigen Übertragbarkeit.

Schließlich gibt es Gebiete, in denen die genaue maßstäbliche Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf die Natur ganz aufhört und in denen wir sichere Schlüsse nur nach der Art und nach dem Verhältnis, nicht aber nach der absoluten Größe der Wirkungen auf die Natur ziehen dürfen. Dabei zwingen die Grenzen der Übertragbarkeit oft zu einem Verlassen der genauen geometrischen Ähnlichkeit für die Länge, Breite und Tiefe des Modells und beeinflussen weiter die Übertragungsmaßstäbe.

Das muß ein Versuchsleiter wissen und dauernd berücksichtigen, wenn die Zuverlässigkeit der Versuche erhalten bleiben soll.

Eine Frage von praktischer Bedeutung ist die zweckmäßige Bereitstellung der Geldmittel für die Versuche. Es ist vorgeschlagen worden, in jedem größeren Kostenanschlage einen bestimmten Prozentsatz der Gesamtkosten für Versuche auszuwerfen und diese Summe in gewissen Grenzen zwischen verschiedenen Bauten übertragbar nach dem Vorschlage der örtlichen Bauleitung und nach der Entscheidung der Provinzialbehörde ganz oder teilweise für Versuche zu verwenden. Daß sich die Aufwendung solcher Versuchskosten wirtschaftlich bezahlt machen würde, ist bereits oben hervorgehoben worden; auch die Verteilung nach den Gesamtkosten der Bauten ist empfehlenswert. Ungünstig ist bei der Bereitstellung im Kostenanschlage nur die späte Bereitstellung der Geldmittel.

Versuche, die wichtige Ergebnisse bringen sollen, muß man so früh wie möglich anfangen, spätestens aber ein Jahr vor Beginn des Baues, weil nur dann wichtige Ergebnisse gewonnen und noch für den Bau verwertet werden können. Es ist daher dringend notwendig, die Versuche schon bei der Entwurfsbearbeitung zu beginnen und nicht erst bei der Bauausführung; dann ist es oft zu spät.

Notwendig sind Versuche aber bei allen größeren Bauten, deren Wirkungsweise man nicht völlig sicher voraussehen kann.

[3]) Genauer muß es heißen Bezugszahl $\frac{v^2}{g\,l}$ und Kennzahl $v\,l\,\varrho$, wobei ϱ von der Wasserwärme abhängig ist und im Mittel $= 1\,\frac{\text{Sek.}}{\text{m}^2}$ ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Technik des nordamerikanischen Straßenbaues.[1])

Von Prof. Dr.-Ing. **E. Neumann**, Braunschweig.

(Fortsetzung aus Heft 48.)

Eine andere Bauweise, die Oberfläche zu dichten, ist die der Erschütterung der Decke, Vibration — Vibrolithic-Methode —. In Verbindung damit steht die Härtung der Oberfläche mit einem besonderen Hartgestein. Auf die Oberfläche eines Betons im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 3½ bis 1 : 2 : 5 werden sofort nach der Ausbreitung je nach der Verkehrsbedeutung der Straße 15 bis 30 kg/m² Hartgestein von 2,5 bis 5 cm Größe geworfen und ausgebreitet. Dann werden Holzstabmatten darauf gelegt, auf denen kleine Wagen, die durch einen nicht ausgewogenen Motor erschüttert werden, hin und

Abb. 12. Dichtung der Betonoberfläche durch Erschüttern (Vibration) (im Vordergrunde das ausgebreitete Hartgestein).

her bewegt werden (Abb. 12). Die Matten sind an ihren Längsseiten etwas abgeschrägt, so daß sie sich der Deckenkrone anpassen. Nach den neueren Erfahrungen sind die Matten ebener, und es entsteht nicht mehr eine solche unebene Oberfläche, wie sie Kleinlogel in seinem Bericht über Nordamerikanische Betonstraßen, S. 75, abgebildet hat. Beim Erschüttern spritzt das Wasser durch die 3 mm weiten Fugen der Matten und steht auf der Betondecke, die mit einem gewöhnlichen Gartenschlauch als Bügler abgezogen wird, wobei das Wasser dann seitlich abläuft. Die Oberfläche ist sofort so erhärtet, daß man sie begehen kann. Eine Nachbehandlung mit Wasser wie bei den Betondecken sonst findet nicht mehr statt. Selbst im heißen Sonnenbrande in Atlanta, wo ich mehrere Ausführungen nach der Vibrolithic-Weise gesehen habe, unterläßt man sie. Die Straßen können nach zehn Tagen dem Verkehr übergeben werden. Durch die Erschütterung soll das Hartgestein in die Decke getrieben werden. Daß eine solche Wirkung durch Rütteln am Beton erreicht werden kann, ist auch bei uns schon bekannt und ausgenutzt. Der Vorteil dieses Verfahrens soll darin liegen, daß man zum Beton selbst weniger gute Zuschläge nehmen kann. Durch den Zusatz von Hartgestein in der Oberschicht, dessen Abnutzungsbeiwert (franz. in der Devaltrommel) 15 betragen soll, erhält die Decke die nötige Härte gegen Abnutzung. Durch die Erschütterung wird außerdem die Decke gedichtet und nimmt kein Wasser auf. In Chicago lag eine 1922 nach dieser Bauweise hergestellte Decke im Lincoln-Park, die einen sehr lebhaften Verkehr vor allem von Autobussen aufzunehmen

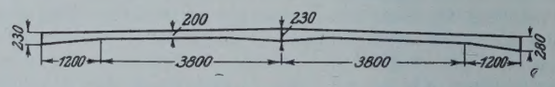


Abb. 13. Querschnitt des Fahrdammes der Sheridan Avenue (Lincoln Park, Chicago).

hatte. Ihr Querschnitt ist in Abb. 13 dargestellt. Die Straße wurde nur in einer Richtung befahren. Auf der rechten Seite, wo die Autobusse liefen, hatte man die Decke auf 28 cm verstärkt. Die Zementschlammschicht an der Oberseite hatte sich abgefahren, aber die Decke selbst zeigte große Dichte. Die Unkosten der Oberflächenbehandlung werden dadurch eingebracht, daß diese Decken um 2.5 cm schwächer sein können als die gewöhnlichen. In Wohnstraßen macht man sie 15 cm, in Verkehrsstraßen höchstens 17,5 cm stark, denn nach Untersuchungen im Pittsburger Untersuchungsamt hatte gewöhnlicher Mörtel 1 : 2 eine Druckfestigkeit von 210 kg/cm² (Zylinderproben), der erschütterte Mörtel 1 : 2½ 295 kg/cm², also etwa 40 % mehr. Ich habe diese Bauweise hier eingehender behandelt, weil sie am deutlichsten dartut, welche Aufmerksamkeit die amerikanischen Ingenieure einer guten und dichten Herstellung der Betondecke und vor allem der Oberschicht zuwenden.

Die Dehnungsfugen in den Betondecken bereiten erhebliche Schwierigkeiten und werden als die schwachen Stellen im Beton angesehen. — In Amerika nicht mehr. Hier hat man in den Gegenden mit mildem Klima — North Carolina, Georgia —, wie ich mich überzeugt habe, ganze Strecken ohne jede Querdehnungsfuge, aber auch ohne Längsfuge hergestellt. Das hängt damit zusammen, daß dort im Winter höchstens einige Grade Kälte auftreten und auch die Sommerwärme nicht zu große Höhe annimmt. Selbstverständlich reißt der Beton, und zwar unregelmäßig. Aber darin wird ein Nach-

[1]) Ein erweiterter Sonderdruck wird unter dem Titel: „Kritische Betrachtungen über den gegenwärtigen Stand des Straßenwesens in den Vereinigten Staaten von Nordamerika“ demnächst im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, erscheinen. Die Schriftleitung.

teil nicht gesehen. Dagegen werden die Risse sorgsam mit Preßluft ausgeblasen, um den Schmutz und Staub herauszubringen, und mit Asphalt gefüllt. Die Preßluft wird von einem Lastwagen aus erzeugt. Wenn also mehrfach berichtet wurde (s. auch „Die Bautechnik“ 1925, Heft 41, S. 589), daß z. B. auch in Californien Betondecken ohne Fugen hergestellt worden sind, dann handelt es sich um Gegenden mit geringeren Wärmeunterschieden, als sie der Norden, Osten und die Zentralstaaten in Amerika und auch Deutschland aufweisen. Die entstehenden Risse sind deshalb dort unbedenklich, weil die Straßen nur von Wagen mit Gummireifen befahren werden. Bei Verkehr von eisernen Reifen würden die Fugen sicherlich absplittern.

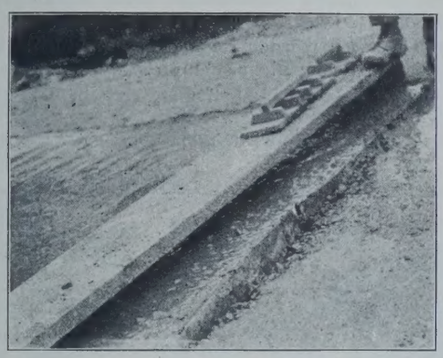


Abb. 14. Fugenausbildung.

Abb. 15. Glätten des Betons an den Fugen.

In den Oststaaten wird auf die gute Ausbildung der Fuge besonderer Wert gelegt. In Massachusetts wird bei der Ausführung an der Fugenstelle Asphaltpappe von 1,5 cm Stärke eingesetzt, die an der Außenseite durch eine Stahlplatte gehalten wird. Wenn das eine Deckenstück fertiggestellt ist und von der anderen Seite genügend Beton gegen die Stahlplatte geworfen ist, so daß die Asphaltpappe in ihrer Lage festgehalten wird, kann die Stahlplatte mit Haken herausgezogen werden (Abb. 14). Alsdann wird mit einem Reibebrett die Oberfläche auf beiden Seiten gut abgeglichen, damit kein Absatz an der Stelle der Dehnungsfuge entsteht. Die Kanten der Betonplatte sowohl an den Fugen wie an den Rändern werden mit besonderen Reibelehren leicht abgerundet (Abb. 15).

Eiseneinlagen werden in geringem Umfange eingelegt. Die Normalform von Pennsylvania hat Eiseneinlagen an der Längsfuge und an den Kanten (Abb. 16 u. 17).

Massachusetts legt ein Netz von Eisen ein nach der obigen Abb. 15. Dafür hat es keine Verstärkung der Platte an den Kanten vorgesehen. Die Anschauungen, ob Eiseneinlagen zweckmäßig und wirtschaftlich sind, gehen noch auseinander. Es sei daran erinnert, daß die Versuchstraße in Pittsburg (Californien) darüber einen gewissen Aufschluß gebracht hat in der Weise, daß zwar die Decken mit Eiseneinlagen konstruktiv manche Vorteile bieten, die Decken ohne Eiseneinlagen aber wirtschaftlich vorteilhafter sind.

Die Herstellung des Betons in Mischmaschinen besonderer Bauart ist oft genug beschrieben, so daß ich hier nur kurz auf zwei Unterschiede in der Betonverteilung hinweisen möchte. Die eine Maschinenart verfährt den Beton in einem Kübel an einen Ausleger (Abb. 18), die andere Art, die etwas höher gebaut ist, schüttet den Beton durch eine Rinne aus, die unterteilt ist, so daß man die Schüttweite verändern kann, s. Abb. 19 lange Rinne, Abb. 20 verkürzte Rinne. Man beachte auf beiden Abbildungen die Lehre, die vor der Mischmaschine angebracht ist und von ihr zwischen den Randeisen mitbewegt wird, um den Erdkoffer nach der vorgeschriebenen Profilform der Betondecke abzugleichen. Diese Mischmaschine,

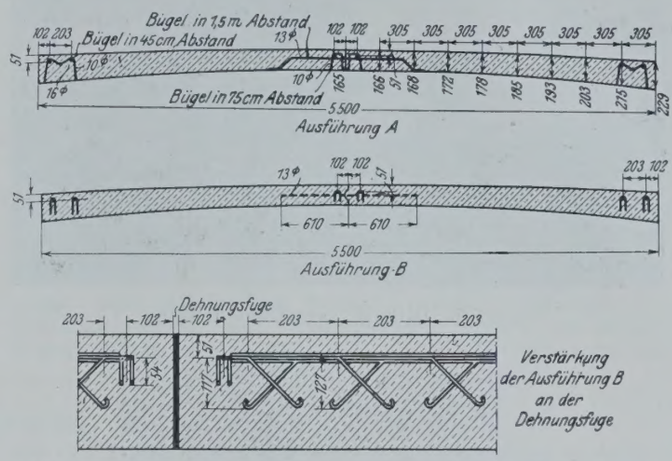


Abb. 16. Normalform der Betondecke des Staates Pennsylvania

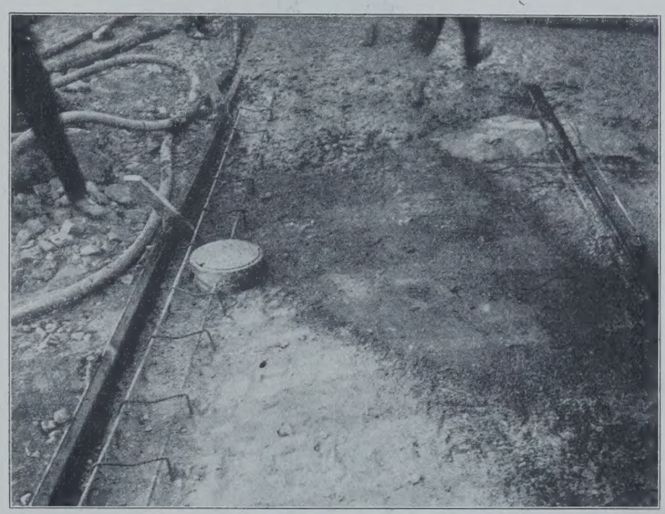


Abb. 17. Eiseneinlagen der Normalform des Staates Pennsylvania.

die die Firma Koehring baut, hat verschiedene Größen: Nr. 14 mit einer Füllungsgröße des Mischers von 0,38 m³, Nr. 21 mit 0,575 und Nr. 27 mit 0,765 m³. Abb. 19 u. 20 lassen erkennen, daß außer dem Maschinisten nur vier Arbeiter für die Betonausbreitung notwendig sind. Dicht hinter dem Mischer folgt die Finishing-Maschine, die ein Mann bedient. Vor dem Mischer läuft der Kran, der die Kastenwagen, in denen die Zuschläge und Zement richtig abgemessen angeliefert werden, abhebt und in den Mischer entleert. Die Füllung der Wagen geschieht auf einer Eisenbahnstation aus Silos, die durch Eisenbahnkrane ihrerseits gefüllt werden (Abb. 21). Die Abb. 5 u. 18 bis 21 sind von einer Baustelle in North Carolina entnommen, die etwa 10 km von der Bahnstation entfernt lag. Zur Beförderung der Baustoffe standen sechs Benzinlokomotiven zur Verfügung. Das Wasser zur Baustelle wurde mit einer Benzinpumpanlage aus einem Bach entnommen und 8 km weit zur Baustelle gepumpt. Der tägliche Baufortschritt betrug 300 m — eine ansehnliche Leistung. Der Auftrag belief sich auf 32 km Straße.

An diesem Beispiel ist zu erkennen, wie großzügig der Straßenbau, vornehmlich der Betonstraßenbau, in den Staaten durchgeführt wird.

Die Ausführungsweise der Betonstraßen auf den Land- wie auf den Stadtstraßen ist dieselbe. Allerdings treten in den Städten die Betonstraßen zurück. Das wurde von allen städtischen Ingenieuren damit begründet, daß in den Städten eine Fahrbahnbefestigung leicht aufgebrochen und schnell wiederhergestellt werden muß, wenn man an die Versorgungsleitungen herankommen will. Die Betondecke erschwert das. Auf der Crowford Avenue in Chicago, deren Betondecke 1924 hergestellt worden ist, konnte ich eine Aufbruchstelle von 0,5 m² Größe besichtigen, deren Aufbruch mit Preßluftmeißeln drei

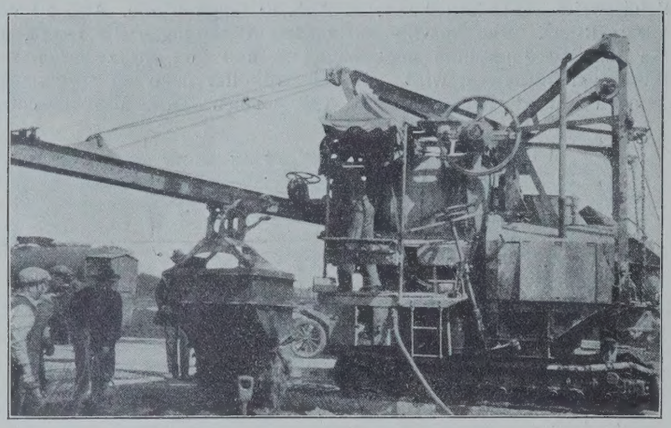


Abb. 18. Betonverteilung durch Kübel.

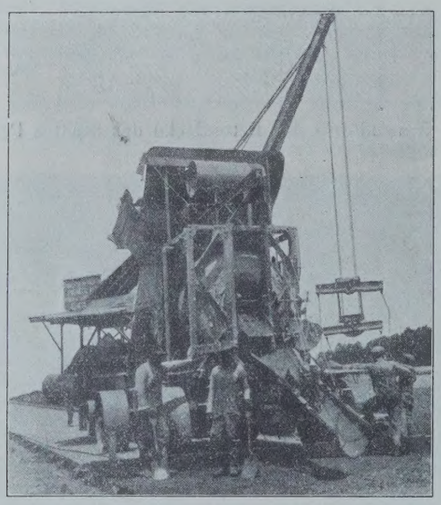


Abb. 19. Betonverteilung durch Rinne (lange Rinne).

Abb. 20. Betonverteilung durch Rinne (verkürzte Rinne).

Stunden in Anspruch genommen hatte. Der Beton war von vorzüglicher Beschaffenheit, aber die Wiederinstandsetzung solcher Stellen verlangt, daß längere Zeit der Verkehr davon ferngehalten wird, und das ist auf lebhaften Verkehrsstraßen nicht möglich. Darum war die Mehrzahl der Betondecken, die mir in den Städten gezeigt wurden, in Wohnstraßen verlegt, in denen die Versorgungsleitungen im Bürgersteig untergebracht sind.

Nach einer Statistik vom Jahre 1923 war der Anteil der Betonstraßenflächen an den gesamten Flächen in allen Städten der Union 2,9 % gegen 40 % Asphaltstraßen (Sand- und Asphaltbeton). Inzwischen wird der Anteil wohl etwas zugenommen haben. Als eine Stadt, in der ausnahmsweise viel Beton verwendet worden war, wurde die Stadt Atlanta bezeichnet. Die Besichtigung ergab, daß allerdings in der zurzeit sehr stark anwachsenden Stadt, um dem Wohnungsbedürfnis Rechnung zu tragen, die Baulandgesellschaften ihre Gelände mit Betonstraßen aufschlossen, weil das am schnellsten geht und am billigsten ist. Auch für Parkstraßen ist die Betondecke sehr geeignet und hat auch vielfach Anwendung gefunden. Daß ihre Unterhaltungskosten verhältnismäßig gering sind, darauf ist schon früher hingewiesen worden.[1])

Vielfach ist berichtet worden, daß die Betonstraßen einen Teer- oder Asphaltanstrich bekommen. Solche Oberflächenanstriche sind aber im Osten der Staaten nicht üblich, denn ich habe Anstriche nicht feststellen können. Die Notwendigkeit für solche Anstriche liegt nicht vor, im Gegenteil würden sie den besonderen Vorteil der Betondecken, daß sie bei Regen nicht schlüpfrig werden, wieder aufheben, da Bitumendecken bei Feuchtigkeit diese dem Kraftwagen höchst gefährliche Eigenschaft annehmen. Auch sind bei mir Zweifel entstanden, ob es möglich sein wird, die Betonstraße, wenn sie abgenutzt

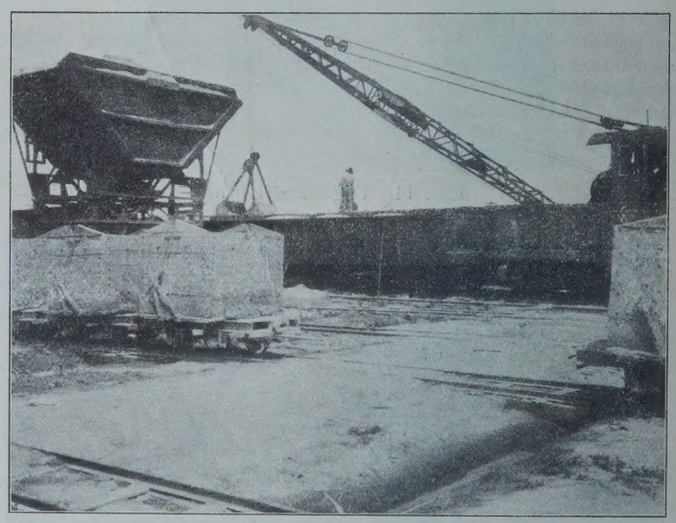


Abb. 21. Silos für Steinmaterial und Sand.

ist, als Unterbau für eine Asphaltstraße zu benutzen. Zwar bezeichnen die amerikanischen Ingenieure das als eine der vielen Vorteile der Betondecke, und in Washington zeigte man Betondecken in Wohnstraßen, die so weit abgenutzt waren, daß zu ihrer Erhaltung ein Sandasphalt aufgelegt werden sollte. Das wird aber nur selten der Fall sein. Dagegen hatte ich Gelegenheit, an der Kensico-Talsperre der Stadt New York eine Betonstraße zu sehen, die etwa um 1914 herum entstanden sein mag, zu einer Zeit also, als der Betonstraßenbau noch in der Entwicklung war. Diese Decke war zu Bruch gegangen und hatte als Auflage eine Sandasphaltdecke erhalten. Jeder, der mit der Unterhaltung von Asphaltstraßen betraut gewesen ist, weiß, daß sie nur auf ganz fester Unterlage halten. Jede Schwäche in der Betonunterlage macht sich sofort durch Zerstörungen an der Asphaltdecke bemerkbar, und so war denn auch diese Sandasphaltdecke spinnenwebartig gerissen und zeigte überall dort Schlaglöcher, wo auch die Betondecke beschädigt gewesen war. Demnach wird die Möglichkeit, abgenutzte Betondecken durch Aufbringen von Asphaltdecken zu erhalten, beschränkt sein oder sehr früh ins Auge gefaßt werden müssen, wenn eine Betondecke Alters- oder Schwächeerscheinungen zeigt.

Asphaltstraßen.

Über die Anwendung des Asphalts in den städtischen Straßen Nordamerikas und die Art der Asphaltstraßen habe ich bereits im Jahre 1912, Zeitschrift für Transport und Straßenbau, Nr. 26 und 29, auf Grund meiner damaligen Reise berichtet. Es bot sich diesmal also Gelegenheit festzustellen, ob Fortschritte gemacht sind und die damaligen Feststellungen das Richtige getroffen haben. Beides kann ich annehmen. Da über Asphaltstraßen in den letzten Jahren weniger aus den Vereinigten Staaten berichtet worden ist, sollen einige Angaben über die Art der verwendeten Decken und ihre Bewährung folgen, schon mit Rücksicht darauf, daß die Anwendung dieser Bauweise für Deutschland sehr in Frage kommt. Auf Grund der Erfahrungen in den Städten hat man den Asphalt auch auf den Landstraßen eingeführt. Es kann daher zusammenfassend für beide Straßenarten berichtet werden.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 43, S. 611.

Asphalt wird jetzt in den verschiedenen Formen und Mischungen verwendet. Im allgemeinen unterscheidet man drei Arten:

Amerikanische Bezeichnung	Deutsche Bezeichnung[1])
1. Asphalt Macadam	Asphaltschotter
2. „ Concrete	Asphaltbeton
3. Sheet Asphalt	Sandasphalt

1. Asphaltschotter ist ein gewöhnlicher Macadam mit Asphaltbindung in der Weise, daß die auf einem Steinunterbau eingebaute und eingewalzte Kleinschlagdecke einen Asphaltüberzug bekommt, der im Tränkverfahren (Penetration) in die Decke eingebracht wird, wodurch die Steine im Inneren zusammengekittet werden und außerdem die Abnutzungschicht geschützt wird.

Wie bei allen Straßen ist die Standfestigkeit des Unterbaues ausschlaggebend für die Tragfähigkeit der Decke. Da man sie vielfach auf schlechten Unterbau gelegt hat, sind falsche Auffassungen über das Anwendungsgebiet dieser Bauart entstanden. Auf festen Unterbau muß besonders Wert gelegt werden, er soll aus gebrochenen Steinen bestehen, für deren Abmessungen besondere Vorschriften gegeben sind. Eine gute Schotterdecke wird einen brauchbaren Unterbau abgeben.

Die Ausführung des Asphaltschotters geschieht in der Weise, daß die groben Steine $1^1/_4$ bis $2^1/_2$ auf 2 Zoll abgewalzt werden. Auf diese Decke wird unter Druck Asphalt (7,91 l/m²) angespritzt und dann ausreichend mit Splitt abgedeckt, daß die Walze darübergehen kann, ohne Bitumen aufzunehmen. Die Oberfläche wird gut abgewalzt. Dann kommen noch 2,25 l/m² auf die Decke, und noch einmal wird Splitt (besser Grus Atlanta) aufgebracht und abgewalzt. Es ist darauf zu achten, daß das Bitumen völlig gleichmäßig aufgebracht wird und sich keine feuchten Stellen zeigen, da hier die Decke zu weich wird und sich unter den Lasten verschiebt. Der Distributor, ein Tankwagen, verteilt in zwei Röhren mit Düsen den heißen Asphalt. Druck 56 Pd = 3,92 kg/cm². Die Düsen haben innen einen Kern, der schraubenförmig ausgebohrt ist, so daß er in Drehungen gerät und den Asphalt gleichmäßig in der Art eines Sprinklers verspritzt.

Damit beim Anfahren die Decke nicht zuviel Asphalt bekommt, wird ein 1 m breiter Streifen aus Pappe bei der Anfahrstelle untergelegt. Weil die Oberfläche durch die schweren Wagenräder Spuren bekommt, werden die Verteilungsröhren seitlich herausgezogen. Wärme des Asphalts = 150° C. (Fortsetzung folgt.)

[1]) Nach einem Vorschlage der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. November ausgegebene Heft 21 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Drei Landhäuser. Architekten: Professor Paul Mebes und Regierungsbaumeister a. D. Paul Emmerich. — Hochbau oder Flachbau? Eine Entgegnung von Dr. K. v. Mangoldt, Berlin.

Verein Deutscher Kalkwerke E. V., Fachausschuß Baukalk. Am 30. September fand, wie in der „Bautechnik" 1925, Heft 42, S. 605, angekündigt, in Köln-Deutz unter dem Vorsitz von Direktor W. Dreß eine öffentliche Tagung statt.

Prof. H. Burchartz, Berlin-Dahlem, sprach über „Baukalk und die Technik seiner Materialprüfung". Er führte aus, daß es schwierig, ja fast unmöglich sei, selbst mit Hilfe der Materialprüfung oder wissenschaftlicher Forschung die Kalkerzeugnisse zu verbessern, da der Baukalk ein durch Brennen veredeltes Naturerzeugnis sei, das nur durch Löschen und Mahlen verwendungsbereit werde. Zur Beurteilung der Güte und Verwendbarkeit von Baukalk bestimmt die Materialprüfung folgende Eigenschaften der Kalke: Chemische Zusammensetzung, Ergiebigkeit, Mahlfeinheit, Erstarrungsbeginn (Abbindezeit), Raumbeständigkeit und Bindekraft (Festigkeit).

Die Begriffe für die einzelnen Materialeigenschaften und der Zweck ihrer Bestimmung wurden erläutert und die im Staatlichen Materialprüfungsamt zu Berlin-Dahlem zur Feststellung der Eigenschaften des Kalks üblichen Versuchsverfahren beschrieben. Im Anschluß hieran wurden die Eigenschaften behandelt, die zur Kennzeichnung des Gemenges aus Kalk und Zuschlagstoff, also des Mörtels und Betons, bestimmt sind. Diese Eigenschaften sind für Kalkmörtel: Haftfähigkeit und Wasserundurchlässigkeit, und für Kalkbeton: Festigkeit, Elastizität bezw. Formänderungsvermögen, Wasserdichtigkeit und Feuerbeständigkeit. Auch für diese Eigenschaften wurden im einzelnen die zurzeit üblichen Versuchsverfahren geschildert. Hierbei fanden die Versuche, die im Materialprüfungsamt zur Feststellung der Verwendbarkeit von Kalkstein in Schotterform zur Betonbereitung ausgeführt worden sind, besondere Berücksichtigung. Die Ergebnisse haben die Eignung des genannten Materials für Betonzwecke in vollem Maße dargetan.

Dem Vortrage von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Braunschweig, über „Alte und neue Mörteltechnik" war zu entnehmen, daß über die Zusammensetzung und Herstellung der Mörtel des Altertums und des Mittelalters noch immer keine Klarheit herrscht. Die Aufhellung des Dunkels, das über diesem Zweige der Technik liegt, ist nicht nur von geschichtlichem Belange, sondern hat auch einen praktischen Wert, da die Instandhaltung alter Bauwerke vielfach wegen Verwendung ungeeigneten Mörtels nicht den gewünschten Erfolg gehabt hat. Aber auch die heute noch stark verbreitete Unkenntnis über Mörtel hat bei neu errichteten wertvollen Bauwerken zu Mißerfolgen geführt. Alle alten Kulturen haben den Kalk als Mörtelbildner gekannt. Wenn man aber beachtet, daß die Ägypter und Griechen ihre Tempel, und ebenso die Goten das Grabmal des Theoderich in Ravenna, ohne Mörtel aufgeführt, dafür aber durch die Art des Steinschnitts und die kunstgerechte Verdübelung eine erstaunliche Dauerhaftigkeit ihrer Bauwerke erreicht haben, so möchte man annehmen, daß sie ihrem Mörtel kein besonderes Vertrauen schenkten. Vicat und Rondelet vertreten daher in ihren Schriften im 18. Jahrhundert die Ansicht, daß die Dauer antiker Bauwerke nicht dem Mörtel zuzuschreiben sei, sondern daß die gut durchgebildete Konstruktion den Mörtel erhalten habe. Nach den Schriften des Vitruv und Plinius muß man annehmen, daß der aus Kalk hergestellte Mörtel der Römer dem noch heute gebräuchlichen entsprochen hat, wobei aber auf eine richtige Beschaffenheit des Sandes und eine sehr kräftige Durcharbeitung des Mörtels besonderer Wert gelegt worden ist. Auch das Mittelalter kannte nur den Weißkalkmörtel, dessen Güte aber erhebliche Unterschiede aufwies. Ein Beispiel hierfür liefert die gelegentliche Verwendung von Gipsmörtel, der bei einzelnen Bauten keinen Bestand gehabt hat, aber an anderen Stellen wieder eine auffallende Festigkeit aufweist. Man muß daher wohl zu dem Schluß kommen, den auch Michaelis zieht, daß trotz der Verwendung des Kalkmörtels seit mehr als 2000 Jahren noch Unklarheit über sein Wesen und seine beste Herstellung besteht, und demnach eine sichere Mörteltechnik, die für jeden Rohstoff, für jede Örtlichkeit und für jedes Bauvorhaben die richtige Anweisung zu geben vermochte, nicht vorhanden war. Das soll aber nichts gegen den Kalkmörtel aussagen, der selbst an Orten mit einer von schwefligen Gasen geschwängerten Luft sich haltbarer als die Steine erwiesen hat, so daß Kalkmörtel mit einem Zusatz von Zement immer noch der beste und billigste Hochbaumörtel ist.

Dem zweifellos nur geringen Fortschritt auf dem Gebiete der Mörteltechnik im Hochbau stehen bemerkenswerte Erfolge im Tiefbauwesen gegenüber, wohl deshalb, weil hier die Gegenwart die bedeutenderen Aufgaben gestellt hat. Der Bau von gewaltigen See- und Binnenschleusen, Talsperren, Untergrundbahnen und Brücken stellte besondere Anforderungen an die richtige Zusammensetzung der Mörtel. Bei geringstem Geldaufwande mußte höchste Festigkeit erreicht werden. Außerdem konnten nur solche Mischungen und Mischweisen angewendet werden, die große Leistungen von 1000 und mehr m³/Tag ermöglichten. Die heute üblichen Anlagen auf großen Baustellen für die Aufbereitung und Lagerung der Rohstoffe, ihre Mischung und Beförderung zur Baustelle müssen nach ihrem Ausmaß und ihrer technischen Durchbildung als technische Erfolge gewertet werden. Weiterhin haben die Forschungen von Abrams, Chicago, und Graf, Stuttgart, über Aufbau des Mörtels im Beton solche Ergebnisse erzielt, daß eine feste wissenschaftliche Grundlage auf diesem Gebiete nunmehr erreicht ist.

Zum Schluß behandelte Oberregierungsbaurat Mittelbach, Dresden, die Probleme des Wohnungsbaues der Nachkriegszeit, die ja hauptsächlich finanzieller Art sind.

Der Veltener Industriekanal. Der von der gemeinnützigen Siedlungsgesellschaft in Verbindung mit der Gemeinde Velten im Februar 1924 begonnene Veltener Industriekanal, der den industriell aufstrebenden Ort mit dem Großschiffahrtweg Berlin—Stettin verbinden soll, ist nach der „Tägl. Rdsch." bis zu einem guten Teile ausgebaut.

Der Kanal ist in dem großen industriellen Siedlungsplan einer der wesentlichsten Punkte, da er in seiner Länge von mehr als 5 km ein industriell wichtiges Gelände erschließen und zugleich einen Zubringerhafen für die an ihm anzusiedelnden Fabriken abgeben soll. Bis jetzt hat man den breiten, vierschiffigen Kanal, der zurzeit zu einer Wassertiefe von etwa 2,50 m ausgebaggert ist, in einer Länge von 1,7 km, die $^1/_3$ seiner Gesamtlänge beträgt, ausgebaut. Diese Strecke wird bereits von den Booten und Prahmen der Gesellschaft,

die zur weiteren Vollendung des Wasserweges Baustoffe aller Art heranbringen, befahren. Dem allgemeinen Verkehr steht die Strecke natürlich noch nicht offen, zumal da das an den Kanal grenzende Gelände noch nicht bebaut ist.

Die Arbeiten zum weiteren Ausbau sind in vollem Gange. Es steht zu hoffen, daß der Kanal in nicht allzuferner Zeit betriebsfertig eröffnet werden kann.

Eine neue Tuchscherer-Halle. Die Westfalenhalle, eine Halle, die alle gleichartigen Bauten Deutschlands und Europas in ihrem Größenumfang überholt, ist nach der „Bresl. Ztg." in Dortmund durch die Carl Tuchscherer-A.-G., Breslau, erbaut worden. Mit dem Bau wurde Mitte April 1925 begonnen, und die Halle sollte bereits Ende Oktober d. J. ihrem Zweck übergeben werden. In ihr sollen besonders sportliche, reiterliche Veranstaltungen, Musikfeste, Gesangswettstreite, Kongresse, Massenversammlungen und Ausstellungen stattfinden. Die Abmessungen der Halle sind im Innern 86 m Breite und 110 m Länge. Die freie Binderspannweite beträgt 76 m. Die Dachkonstruktion wird in Holz nach den Patenten der Firma Tuchscherer ausgeführt. Die Bestuhlung der Halle ist amphitheatralisch mit 6000 Sitzplätzen, während in der Arena noch weitere 4500 Sitzplätze vorhanden sind. Neben diesen sind noch 1500 Stehplätze verfügbar. Dem Hauptbau ist ein Vorbau angegliedert, der den Haupteingang mit Vorhalle, Tagesrestaurant, Bureauräume, Festsaal, Wirtschafts- und Wohnräume enthält. Weiter sind dem Hauptbau eine Reithalle von 26 × 30 m sowie Stallungen für 150 Pferde angeschlossen. Die Arena erhält eine leicht ein- und ausbaufähige Radrennbahn für Leichtmotorräder mit einer Wegelänge von 200 m.

Memels Eisenbahnverbindungen mit Litauen. Zu der Mitteilung in Heft 39, S. 523, über Memels Eisenbahnverbindungen mit Litauen bringt die D. A. Z. die nachstehende Ergänzung: Von Heydekrug führte bereits vor dem Kriege eine Nebenbahn nach Kolleschen (Kolletzischken) an der alten Grenze. Diese Nebenbahn ist 1917/18 über Neustadt (Nowo Miesto) bis nach Tenenic (Teneny) geführt worden. Infolge der 1918 eingetretenen Verhältnisse ist jedoch die Bahn nicht weitergebaut worden. Ihr Weiterbau von Tenenic nach Murawjewo (Bahn Libau—Schaulen) würde der Stadt Memel ein weiteres bedarfsreiches Hinterland erschließen. Eine weitere Verbindung mit dem eigentlichen Litauen steht Memel durch die Eisenbahn Memel—Heydekrug—Pogegen—Laugszargen—Tauroggen—Skaudwile—Schaulen zur Verfügung. Bis Laugszargen handelt es sich um die alte preußische Staatsbahn. Die Strecke Laugszargen—Schaulen wurde sofort nach der Besetzung Litauens erst als Schmalspurbahn und später normalspurig gebaut.

Eine versinkende Stadt. Die Stadt Northwich in der englischen Grafschaft Cheshire liegt im Mittelpunkte des englischen Salzabbaugebiets. Das dort gewonnene Salz, etwa 1,5 Mill. t im Jahre, wird in der Hauptsache nach Amerika ausgeführt. Es wird auf Kähnen, deren Bau dort ein bodenständiges Gewerbe ist, nach Liverpool befördert, um weiterverfrachtet zu werden. Das Salz wird dadurch gewonnen, daß aus dem Lager Salzsole abgepumpt wird. Infolgedessen sinkt dort der Boden dauernd und die Stadt nebst ihren Gebäuden und Straßen mit ihm. Am schlimmsten sind die Senkungen im mittleren Teile der Stadt, der infolgedessen oft unter Hochwasser zu leiden hat, zumal eine gesunkene Brücke das Wasser des Dane-Flusses aufstaut. Dieser Teil der Stadt soll daher neuerdings um etwa 1,8 m gehoben werden, was schon früher einmal geschehen ist. Die dabei zu lösenden Aufgaben machen keine Schwierigkeiten, da sie für die Bauunternehmer jener Gegend nichts Neues bedeuten und manche Häuser auch so gebaut sind, daß sie ohne Schwierigkeiten gehoben werden können. Neuerdings ist übrigens vorgeschrieben, daß die Häuser als leicht anhebbare Fachwerkbauten in Holz oder Eisen errichtet werden. Das Anheben geschieht im allgemeinen dadurch, daß handbetriebene Wasserdruckwinden unter die Häuser gesetzt werden. Das Heben mit ihnen geht zwar langsam vorwärts; es schreitet täglich nur etwa 4 bis 8 cm vorwärts, aber die Arbeiter sind auf die Bedienung der Winden so gut eingearbeitet, daß das Heben ohne jedes Verkanten vor sich geht. Die Häuser werden nicht einmal geräumt, der Geschäftsbetrieb geht in ihnen weiter, und die Familien, die sie bewohnen, werden in ihren Lebensgewohnheiten nicht gestört. Es scheint sogar nach einem Bericht im „Builder" zu gelingen, das Zerbrechen von Fensterscheiben und das Klemmen von Türen, zwei Erscheinungen, die bei ungleichmäßigem Heben eintreten würden, zu verhüten.

Wenn die Hubhöhe der Winden erschöpft ist, werden die Häuser unterklotzt oder mit Holzstapeln unterbaut, die Winden herausgenommen und in der neu gewonnenen Höhe wieder angesetzt. Ein gehobenes Haus sieht, ehe es wiederhergestellt ist, etwas unsicher aus, es soll aber noch kein Unfall vorgekommen sein, denn auch in dieser Arbeit haben die Bauunternehmer jener Gegend Erfahrung. Zuweilen läßt man das Erdgeschoß stehen, wenn es sich zum Heben nicht eignet, und benutzt dann das Obergeschoß als neues Erdgeschoß. Das alte Erdgeschoß kann dann als Keller stehenbleiben, meist wird es aber verfüllt, weil der Wasserandrang seine Benutzung unmöglich macht. In manchen Fällen wird auch das Obergeschoß vom Unterbau abgehoben und ein neuer Sockel darunter gebaut.

Es kommt zuweilen vor, daß man in einem Laden die Treppe hinaufgehen muß, weil das Haus gehoben und dabei gleiche Vorsorge für die Zukunft getroffen worden ist; im Nebenhause muß man aber in dem Laden eine Treppe hinuntergehen, weil dieses Haus noch darauf wartet, gehoben zu werden. Wenn dann auch die Straße aufgehöht wird, muß an der einen Treppe eine Stufe nach der anderen weggenommen werden, während im Nachbarhaus die Treppe verlängert werden muß.

Gas- und Wasserleitungen gehen natürlich auch bei dem Absinken des Bodens zu Bruch und müssen von Zeit zu Zeit erneuert werden. Die Straßen werden dadurch wieder in die richtige Höhe gebracht, daß man Dämme aus Kohlenschlacke in der nötigen Stärke schüttet; man gibt den Massen dann eine gewisse Zeit, um sich zu setzen, und bringt später eine neue Straßendecke auf.

Die Bewegungen des Bodens gehen natürlich nicht immer nur in senkrechter Richtung vor sich. Bieten schon die Straßen deshalb einen sonderbaren Anblick, weil nebeneinanderstehende Häuser verschiedene Höhenlage haben, so wird der Eindruck dadurch noch eigenartiger, daß manche Häuser schief stehen.

Für die durch den Abbau des Salzes entstehenden Schäden ist die ihn betreibende Unternehmung haftbar. Die Gewinnung des Salzes wird dadurch sehr verteuert, und es ist erstaunlich, daß der Betrieb dabei noch wirtschaftlich bleibt. Wkk.

Wettbewerb für eine Brücke in Norwegen. Bei dem internationalen Wettbewerb für eine Brücke in Drammen in Norwegen erhielt unter 36 Entwürfen der von der Siemens-Bauunion gemeinschaftlich mit dem Ingenieur Ferd. Bjerke und den Architekten Gudolf Blakstad, Hermann Munthe-Kaas eingereichte Entwurf den zweiten Preis; ein erster Preis wurde nicht verteilt. Ein zweiter Entwurf der Genannten wurde mit dem vierten Preise ausgezeichnet. Höhe der Bausumme zwei Millionen Kronen.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: der Direktor bei der Reichsbahn Baumgarten bei der R. B. D. Elberfeld als Referent zur Hauptverwaltung in Berlin, die Reichsbahnoberräte Frosse, Mitglied der R. B. D. Breslau, als Mitglied zur R. B. D. Oppeln, Paul Schmidt, Mitglied der R. B. D. Essen, als Referent (auftrw.) zur Hauptverwaltung in Berlin, Bathmann, Mitglied der R. B. D. Stettin, als Abteilungsleiter zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), Hilleke, Abteilungsleiter bei der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), als Abteilungsleiter zur R. B. D. Elberfeld, Rump, Mitglied der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), als Mitglied zur R. B. D. Stettin, und Grafe, Mitglied der R. B. D. Halle (Saale), als Mitglied zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder); die Reichsbahnräte Andrae, Vorstand des Eisenbahnbetriebsamts 2 Halle (Saale), als Mitglied zur R. B. D. Oppeln, Dr.-Ing. Klipps, bei der R. B. D. Altona, in den Bezirk der R. B. D. Berlin, Elias, Marienburg (Westpr.), zum Eisenbahnbetriebsamt 1 Königsberg (Pr.), Mirauer, Münster (Westf.), als Mitglied zur R. B. D. Oppeln, und Consbruch, Vorstand des E. V. A. Braunschweig, als Vorstand zum E. V. A. Bremen.

Preußen. Versetzt sind: der Regierungs- und Baurat (W.) Ademeit von Hamm i. Westf. an die Wasserbaudirektion in Königsberg i. Pr., die Regierungsbauräte (W.) Förster von Hitzacker a. d. Elbe an das Wasserbauamt in Hamm i. Westf. als Vorstand und Ortmann von Hannover an das Wasserbauamt in Hitzacker a. d. Elbe als Vorstand.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Eberhard Steckhan, Bernhard Möhlmann (Wasser- und Straßenbaufach); Hans Albert Klingbeil, Johannes Luchterhand (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Gestorben ist: der Regierungsbaurat (W.) Rudolf Zimmermann in Wesel.

INHALT: Das Kraftwerk Mühlhausen a. d. Enz. — Das wasserbauliche Versuchswesen und die wasserbaulichen Versuchsanstalten in Deutschland. — Technik des nordamerikanischen Straßenbaues. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Verein Deutscher Kalkwerke E. V., Fachausschuß Baukalk. — Veltener Industriekanal. — Neue Tuchscherer-Halle. — Memels Eisenbahnverbindungen mit Litauen. — Versinkende Stadt. — Wettbewerb für eine Brücke in Norwegen. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang | BERLIN, 20. November 1925 | Heft 50

Alle Rechte vorbehalten.

Über Luftdruckgründung mit Eisenbeton-Senkkasten.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **Herbst**, Berlin.

Die Luftdruckgründung, deren Verfahren und Vorteile hier als bekannt vorausgesetzt werden, kommt vor allem dort in Betracht, wo tiefes und strömendes Wasser, sowie großer Flutwechsel herrscht, wo der Untergrund sehr schlecht, unsicher und tief ist, wo steiniger, mit Hindernissen durchsetzter, schwer zu durchdringender Boden ansteht, schließlich auch, wo unmittelbar neben anderen Bauwerken, z. B. alten Pfeilern, eine Absenkung ohne deren Erschütterung und Gefährdung geboten erscheint.

An solchen Stellen ist sie unzweifelhaft am geeignetsten, weil sie eine völlig sichere Pfeilergründung auf gutem — gegebenenfalls beim Absenken noch zu untersuchendem und vorzubereitendem Untergrund — gewährleistet, und sie ist dort — bei der großen Bedeutung der Gründung für Bauwerke — unter allen Umständen zu wählen, auch wenn sie teurer und etwas umständlicher als andere Gründungsarten, wie z. B. die neuerdings mit gutem Erfolge angewandte Gründung zwischen hohen Eisenspundwänden unter Grundwassersenkung, erscheinen mag.

Von den vielen Formen der Preßluftgründung soll hier die Absenkung mit „verlorener Arbeitskammer“ erörtert werden, bei der also der Pfeiler über einer Luftglocke — dem festen Senkkasten bestimmter Bauform — über Wasser aufgebaut, durch dieses von festen Gerüsten aus in den Untergrund abgesenkt und in diesem mit dem Senkkasten fest gegründet wird.

Der die Arbeitsluftkammer enthaltende und den ganzen Pfeiler tragende Senkkasten (Caisson) — der untere Teil des Pfeilers — soll im allgemeinen für das glückliche Gelingen der Gründung wasser- und luftdicht, feuersicher, leicht und schnell herstellbar, auch billig und vor allem sehr widerstandsfähig sein. Besonders die Widerstandsfähigkeit des an Spindeln des Gerüstes hängenden, mit seinen Schneiden in den Boden eindringenden Senkkastens ist bei dem Durchdringen eines harten, mit Steinen, Holzstämmen und anderen Hindernissen stark durchsetzten Untergrundes von großer Wichtigkeit.

Der Senkkasten ist aus Holz, Eisen, Beton- und Klinker-Mauerwerk in verschiedenster Form und Abmessung hergestellt worden.

a) Der hölzerne Senkkasten, viel in holzreichen Gegenden wie in Amerika angewandt, ist auf der Baustelle leicht zu beschaffen und nachgiebig bei auftretenden Hindernissen, vor allem in weichem Untergrund verwertbar, aber teuer in holzarmen Gegenden, undicht und nicht feuersicher; er braucht viele und kostspielige Holz- und Eisenverbindungen, um ein steifes Gefüge zu erhalten; bei vielen Bauausführungen hat er sich nicht bewährt. Er ist auch schon ausgebrannt.

b) Der zuerst und häufig verwandte eiserne Senkkasten — oft in Verbindung mit Massivbau — ist sehr gestaltungs- und widerstandsfähig, sowie recht dicht, sehr empfehlenswert bei schwierigen Hindernissen im Untergrund und großen einheitlichen Fundamenten aber teuer, schwer und nur in längerer Zeit zur Baustelle zu schaffen und für Absenkungen in zähen Bodenarten zu leicht.

c) Der Senkkasten aus Beton- und Klinkermauerwerk, im allgemeinen billiger als Holz und Eisen, in weichen Bodenarten verwertbar und leicht auf der Baustelle herstellbar, hat den eisernen Senkkasten in selbsttragender Form vielfach abgelöst; er belastet durch sein großes Gewicht beim Versenken zu stark Rüstung und Spindeln, braucht recht starke Verankerungen und schwierige Verbindungen von Decke, Wand und Schneide, so daß er nicht als ein einheitlicher und geschlossener Versenkkörper angesehen werden kann, der widerstandsfähig harten Untergrund gut durchdringt; außerdem beschränkt sein Aufbau sehr den Arbeitsraum. —

Die Ausbildung der viel angewandten massiven Senkkasten fand bei größeren, mehr Eisenbewehrung beanspruchenden Abmessungen eine sehr glückliche Lösung in der Herstellung aus Eisenbeton. Dieser besitzt gerade für den Bau eines Hohlkörpers den großen Vorzug, daß er ein organisch-einheitliches, sehr widerstandsfähiges und feuersicheres Gebilde bei geringem Gewicht, beliebiger, dem Pfeiler sich anpassender Form und bei dichtem Gefüge gestattet, sich für jeden Untergrund und jede Abmessung auf dem Gerüst erbauen läßt, ein wichtiger, unveränderlicher Teil des ganzen Pfeilers wird und bleiben kann.

Nach Auffassung und Erfahrung des Verfassers dürfte der Eisenbeton wie kein anderer Baustoff für einen Preßluft-Senkkasten geeignet sein. Er hat auf dem Gebiete der Preßluftgründung zuerst in der Form von eisenbewehrten Betondecken und Wänden sich Eingang verschafft und sich allmählich als selbständiges Gebilde entwickelt. Er ist, soweit hier bekannt, zuerst in Rumänien, Österreich-Ungarn, Sibirien, Frankreich und Amerika für den Bau von Senkkasten zur Anwendung gekommen. Einige der Entwicklungsformen zeigen Abb. 1a bis 1d.

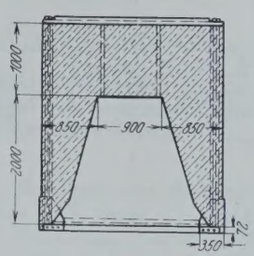


Abb. 1a. Senkkasten in der Brücke bei Balpach-Schmitter.

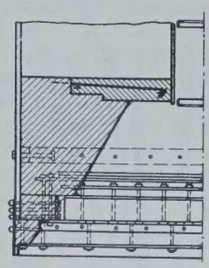


Abb. 1d. Senkkasten in Brücken der Sibirischen Eisenbahnen.

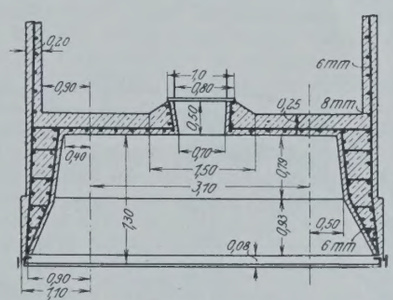


Abb. 1b. Senkkasten der Brücke über die Prohova (Rumänische Staatsbahn).

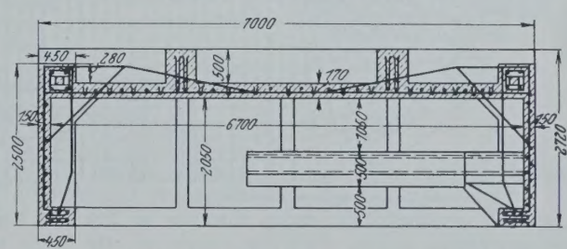


Abb. 1c. Senkkasten bei dem Bau des Trockendocks in Cadix (System Hennebique).

Abb. 1a bis 1d. Einige Anordnungsformen der Eisenbeton-Senkkasten.

Auf die Verwendung von Eisenbeton-Senkkasten hat, s. Zt. zum erstenmal in Deutschland, die im Jahre 1911/12 stattgefundene Ausführung des aus zwei Land- und zwei Strompfeilern bestehenden Unterbaues der Greifenhagener und Mescheriner Brücke über die Ost- und West-Oder geführt, von denen die erstere — die größere und bemerkenswertere — zur Veranschaulichung der Gesamtanlage der Mittelpfeiler (Weiten 78 + 103 + 72 m, 10 m Breite) in Abb. 2 in ihrer eigenartigen Bauweise dargestellt ist.[1]) Es lag NNW auf — 0,54 m N. N., SMW auf + 0,16 m N. N., EHW (Entwurfshochwasser) auf + 0,98m N. N. und HHW auf + 2,36 m N. N., Soll-Sohle der Oder auf — 6,00 m N. N.

Für die Gründung der massiven Pfeiler war im Entwurf bei den mittleren Wassertiefen von 4 bis 6 m unter Mittelsommerwasser (+ 0,25 m N. N.) und bei den vorhandenen Untergrundverhältnissen — feiner,

[1]) Vergl. Aufsatz des Verfassers im Zentralbl. d. Bauverw. 1921, S. 617 u. f.

Abb. 2. Ansicht der Greifenhagener Brücke bei der Durchführung eines Strombaggers durch den geöffneten Durchlaß.

grober, schlickhaltiger Sand, Moor, Ton, Mergel, Kreide und Schutt — bei den Landpfeilern am flachen Ufer Pfahlrost mit Spundwänden, bei den Strompfeilern im tiefen Wasser eine Absenkung mit Preßluft vom festen Gerüst aus vorgesehen.

Für die beiden bis — 10,0 m N. N., das heißt bis 4 m unter der Ausbausohle der Oder (— 6,0 m N. N.), abzusenkenden Strompfeiler wurde die Preßluftgründung empfohlen, weil, zumal bei den großen Wassertiefen, die bei den Bohrungen im Untergrund angetroffenen, von Stein und Sand durchsetzten Lager von Ton und Kreide die Verwendung anderer Gründungen, z. B. der mit offenen Brunnen oder mit Beton auf Pfählen zwischen Spundwänden, sehr erschweren, wenn nicht ganz unmöglich machen würden, ferner weil sie die unschätzbare Sicherheit bot, daß man die Bodenverhältnisse leicht untersuchen,

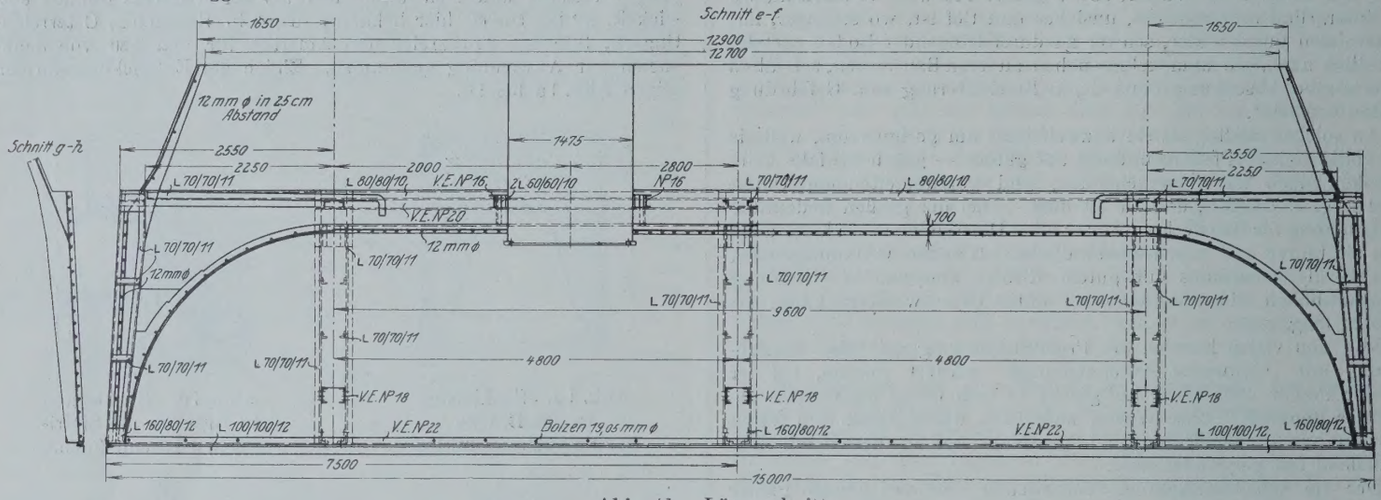


Abb. 4b. Längsschnitt.

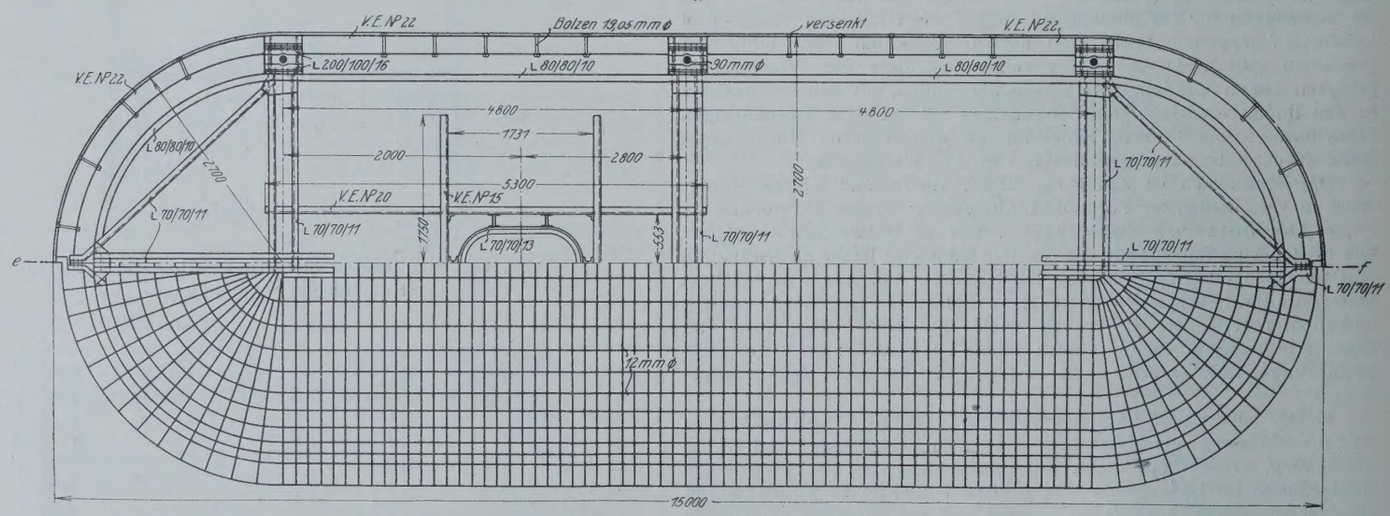


Abb. 4e. Grundriß.

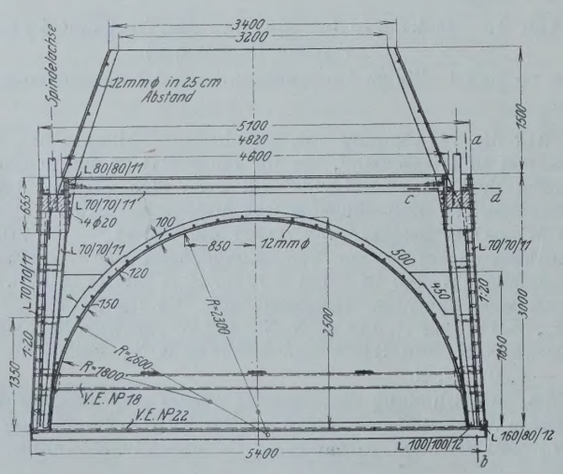


Abb. 4a. Querschnitt.

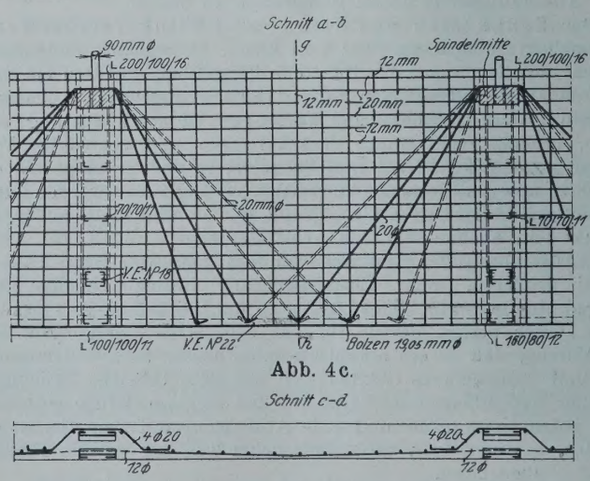


Abb. 4c.

Abb. 4d.

Abb. 4a bis 4d. Bauanlage des Senkkastens von Dyckerhoff & Widmann A.-G.

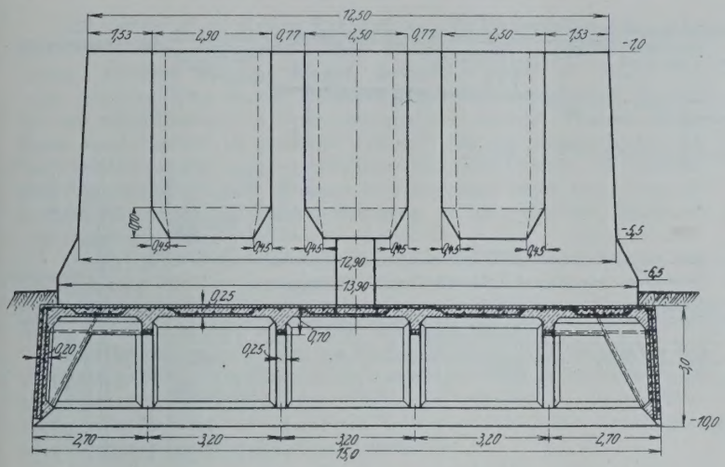


Abb. 3a. Längsschnitt.

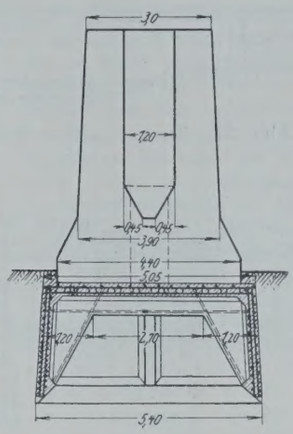


Abb. 3b. Querschnitt.

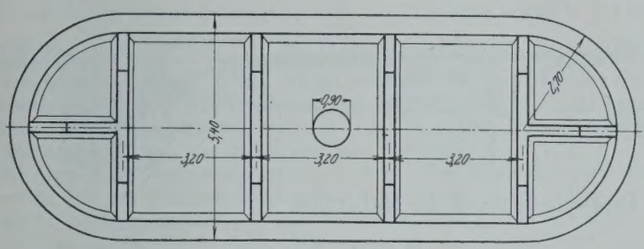


Abb. 3c. Grundriß.

Abb. 3a bis 3c. Eisenbeton-Senkkasten von Grün & Bilfinger.

hiernach zweckmäßig arbeiten und etwa auftretende Hindernisse leicht beseitigen konnte. Für den Aufbau der Pfeiler von 5,4 m bezw. 2,5 m Kopfbreite und 15 m bezw. 12 m Länge war nach dem Entwurf Klinkermauerwerk mit Werksteinverkleidung und Magerbetonfüllung in Aussicht genommen.

Der 3 m hoch bemessene Senkkasten der Pfeiler war im Entwurf zunächst einmal aus einem mit Eisenblech umgebenen, auf einer Eisenschneide stehenden Aufbau von Klinkermauerwerk mit Trägerdecke aus Ziegelkappen vorgesehen; es schien aber doch zweckmäßig, die Ausführung des Senkkastens in Holz, Eisen oder Eisenbeton je nach Angebotpreis und Vorschlag dem Ergebnis der Ausschreibung unter bewährten Unternehmern zu überlassen, aber dann möglichst dem Eisenbeton den Vorzug zu geben, da er die beste und sicherste Gewähr für glückliches Gelingen zu bieten versprach. Die Verdingung des Unterbaues vom 9. Januar 1911, an der sich nur leistungsfähige Unternehmer beteiligten und bei der die Aktiengesellschaften Dyckerhoff & Widmann und Grün & Bilfinger Eisenbetonkasten vorschlugen, hat zur Übertragung der Arbeiten an die erstere und zur Ausführung der Pfeiler mit den von ihr vorgeschlagenen Eisenbeton-Senkkasten an festem Gerüst geführt.

Die A.-G. Grün & Bilfinger hatte einen Senkkasten aus reinem Eisenbeton mit konstruktiv und statisch klarer Gliederung vorgeschlagen, wie er in Abb. 3 dargestellt ist. Er sollte aus einem mit sechs 25 cm starken Rippen ausgesteiften Kasten von 20 cm Wand- und 25 cm Deckenstärke, mit scharfer, fester Eisenschneide gebildet und an 8 Spindeln beim Absenken aufgehängt werden. Er hätte m. E. den Ansprüchen der Gründung voll genügt.

Der von der A.-G. Dyckerhoff & Widmann vorgeschlagene und ausgeführte Senkkasten, der mit 6 Spindeln von 8 cm Kerndurchmesser von festem Gerüst aus abgesenkt werden sollte, ist in Abb. 4 dargestellt und wie folgt aufgebaut.

Die durch ein Eisengerippe bewehrte, aus Zementbeton (1 T. Zement, 3 T. Sand, 3 T. Kies) hergestellte Luftglocke besteht aus einer der Pfeilerform entsprechenden Wand von 20 bis 30 cm Stärke und 3 m Höhe und einem dazwischen gespannten, vorn und hinten mit Viertelkugeln abgeschlossenen, den eigentlichen Arbeitsraum begrenzenden Tonnengewölbe. Beide Teile ruhen auf einer festen, aus ⊏-Eisen und Winkeln gebildeten, ringsherumlaufenden Eisenschneide von 22 cm Auflagerbreite. Der zwickelförmige Vereinigungskörper von Wand und Gewölbe bildet einen starken Balken, der gegen Kräfte von unten und des Gewölbes sehr aussteifend wirkt.

Die beiden Seitenwände enthalten die sechs aus Winkeln zusammengesetzten Eisenhauptpfosten (4,8 m Entfernung), die unten fest auf der Schneide aufstehen und oben gegeneinander ausgesteift sind, die im Kopf die Muttern zur Aufhängung der für 85 t berechneten Stahlspindeln und der die Wand haltenden Rundeisen tragen, ferner über der Schneide mit einem Zugband aus 2 ⊏ 18 zur Aufnahme des Gewölbeschubes verbunden sind.

Das dünnwandige Tonnengewölbe, das im Scheitel eine Stärke von nur 10 cm und im Kämpfer eine solche von 15 cm besitzt, ist mit kreuzweis-strahlenförmig liegenden Rundeisen von 12 mm Stärke auf der Innenseite bewehrt. In das Gewölbe (Scheitel) ist auch der Schleusenschachtfuß mit besonderen quer- und längsgelegten Eisen eingelassen. (Schluß folgt.)

Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Ernst Gaber**, Karlsruhe.

(Schluß aus Heft 48.)

3. Zwanzigstes Jahrhundert.

Dritter Preis.

Dr.-Ing. P. Borros, Berlin, Architekt H. Herfort, Berlin.

Der Verfasser unternimmt es, trotz der außerordenlich beschränkten Bauhöhe die Aufgabe durch Massivdreigelenkbogen, die durchweg unter der Fahrbahn liegen, zu lösen. Er ordnet zwei Strompfeiler mit einem lichten Abstande von 80 m an und erhält somit für die Mittelöffnung eine Spannweite von 79 m, während die beiden Nebenöffnungen 59,8 und 53,3 m weit gespannt werden. Dadurch und durch die Bedingungen des Wettbewerbes ergibt sich zwangläufig für die Mittelbogen ein Pfeil von 5,28 m, also $\frac{1}{15}$ der Spannweite, und für die Nebenöffnungen ein Pfeil von 3,65 m, also $\frac{1}{14,5}$ der Spannweite, beide Male äußerst geringe Pfeile.

Um nun trotz dieser ungünstigen Pfeilverhältnisse die unerläßliche Sicherheit für die richtige Bogenform bei der Ausführung zu gewährleisten, werden die Lehrgerüste der Betonbogen unter den Gehwegen durch steife Eisenfachwerkträger aus hochwertigem Baustahl St 48 ersetzt, wobei dem Eisen nach dem Verfahren von Melan eine Vorspannung erteilt wird. Unter jedem Gehweg werden zwei solche verhältnismäßig hohe Melanbogen angeordnet, zwischen denen bei ihrer nur geringen Breite von 35 und 40 cm die Rohrleitungen usw. bequem untergebracht werden können. Die eigentliche Fahrbahn erhält jedoch ein 11,60 m breites, zusammenhängendes Gewölbe.

Der Bau soll so vor sich gehen, daß zunächst die vier Melanbogen unter den Gehwegen mit ihrer steifen Bewehrung als Lehrgerüst einzeln betoniert werden. Nach genügender Erhärtung bilden sie das tragende Lehrgerüst für die Herstellung des zwischen ihnen liegenden breiten Gewölbes unter der Fahrbahn. Dieses über 13 m breite Gewölbe wird in so viele Einzelstreifen zerlegt, daß die Belastung der fertigen vier Melanbogen durch die tote Last eines Einzelstreifens annähernd gleich ist der späteren Belastung der Melanbogen durch ruhende und Verkehrslast. So wird jeder Einzelstreifen für sich betoniert, und erst nach seiner Ausrüstung, also wenn sein Gewicht nicht mehr auf den Melanbogen ruht, sondern von ihm selbst getragen wird, beginnt die Arbeit am nächsten Gewölbestreifen. Es liegt nahe, mit dem unter der Brückenachse liegenden Gewölbestreifen zu beginnen und beim Fortgang immer zwei symmetrisch zu den Längsachsen liegende Teilstreifen gleichzeitig herzustellen. Danach wird das Hauptgewölbe in einen Mittelteil von 3,34 m Breite und in Teilpaare von je $2 \times 1{,}68$ m Breite zerlegt. Über die Wirkung oder Beseitigung der dadurch entstehenden Arbeitsfugen spricht sich die Denkschrift nicht aus.

Durch Verwendung von hochwertigem Zement wird trotz dieses Programms die Bauzeit nicht in unerträglicher Weise verlängert werden.

Bei einer zulässigen Betondruckspannung von 70 kg/cm² schlägt der Verfasser je nach der Forderung einer 4- bis 6fachen Sicherheit ein Mischungsverhältnis von 1 : 4,5 bis 1 : 7 für den Gewölbebeton vor.

[1] Von diesem Aufsatz erscheint demnächst im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W66, ein Sonderdruck. Geh. 2,40 R.-M.

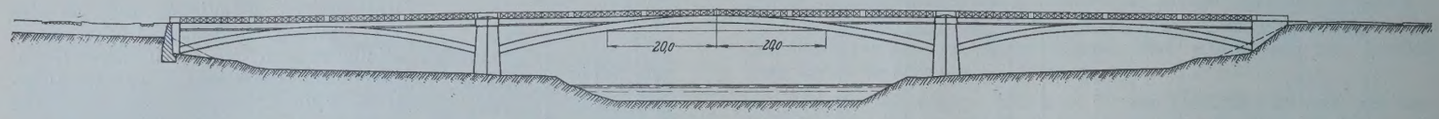


Abb. 22. Entwurf „Zwanzigstes Jahrhundert". Ansicht.

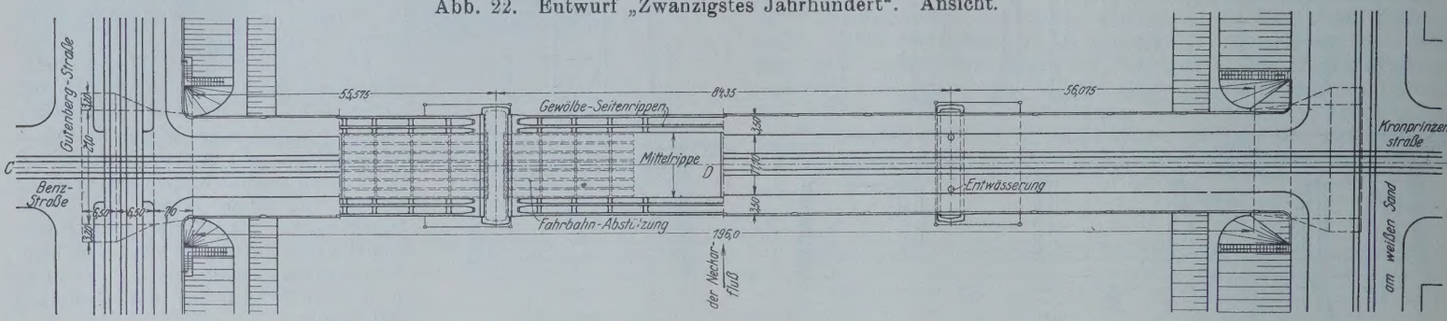


Abb. 23. Entwurf „Zwanzigstes Jahrhundert". Grundriß.

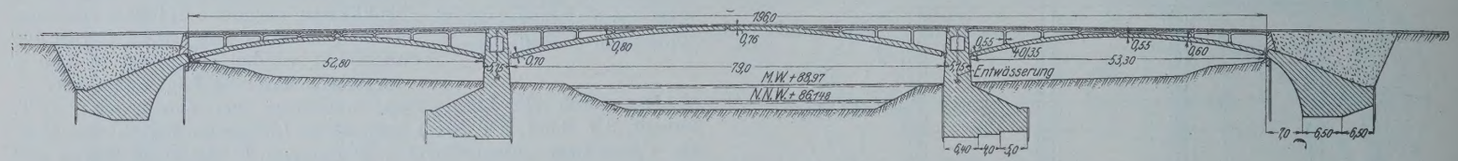


Abb. 24. Entwurf „Zwanzigstes Jahrhundert". Längsschnitt durch die Mittelrippe.

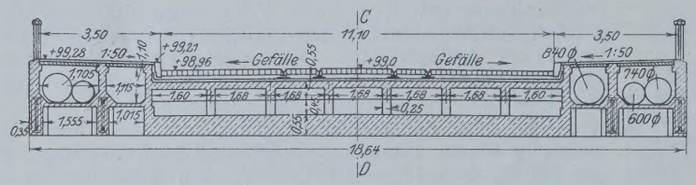


Abb. 25. Entwurf „Zwanzigstes Jahrhundert".
Querschnitt im Scheitel der Seitenöffnung.

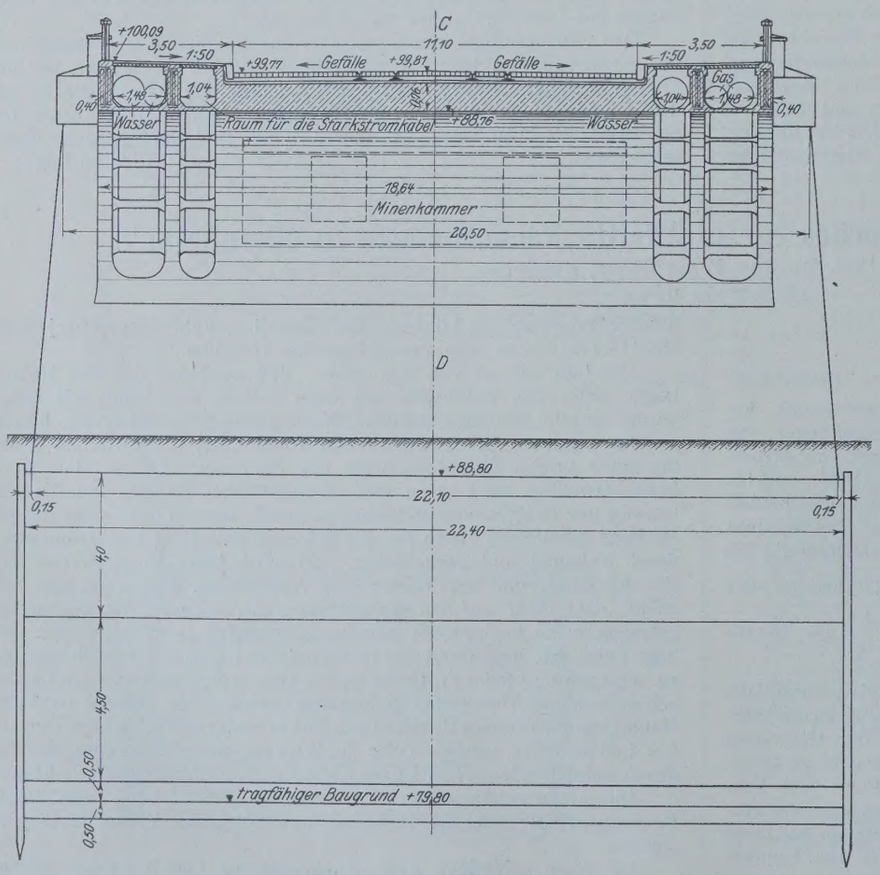


Abb. 26. Entwurf „Zwanzigstes Jahrhundert".
Querschnitt im Scheitel der Mittelöffnung mit Ansicht der Bogenrippen.

Für die Gewölbe unter der Fahrbahn wird als notwendig angegeben: bei der Mittelöffnung im Scheitel 76 cm, im Bogenviertel 80 cm und am Kämpfer 70 cm, bei der Seitenöffnung 55, 60 und 55 cm. Die Melanbogen unter den Gehwegen sollen in der Mittelöffnung eine Breite von 40 cm und eine Höhe erhalten, die zwischen 1,10 m und 1,29 m schwankt, während sie in den Seitenöffnungen bei 35 cm Breite durchweg 1,10 m hoch sein sollen.

Die Fahrbahn wird getragen durch eine durchgehende Eisenbetonplatte mit Längsträgern, die durch Pfeiler auf den Gewölberücken abgestützt werden. In den Brückenstirnflächen wird zwischen Fahrbahn und Bogen eine Eisenbetonabschlußwand eingezogen, um dem Auge eine ruhige, geschlossene Fläche darzubieten.

Um die Breite der Mittelpfeiler auf 5 m einschränken zu können, werden sie vom Kämpfergelenk bis unterhalb des Geländes, also bis zum Fundamentbeginn als biegefeste Betonkörper mit Eiseneinlage ausgebildet, deren Seitenflächen mit Naturstein verkleidet werden.

Die Ausführung der Pfeiler und Widerlager soll mit Wasserhaltung zwischen Spundwänden geschehen, wobei für die Mittelpfeiler zweistufige Wasserhaltung vorgesehen ist.

Der Entwurf zeichnet sich durch ungewöhnliche Kühnheit des entwerfenden Ingenieurs aus, der durch eigenartige Vorschläge für die Bauausführung das Wagnis zu vermindern sucht. Der mitarbeitende Architekt hat es nicht voll verstanden, der kühnen Gestaltung der Tragwerke auch äußerlich einen befriedigenden Ausdruck zu verleihen.

4. Der eingespannte Bogen.

Das Bauwerk hat drei eingespannte Stampfbetonbogen unterhalb der Fahrbahn, von denen der mittlere eine Spannweite von 100 m und die beiden äußeren eine solche von 40 m haben. Die Pfeilerstärke beträgt 7,70 m. Der Hauptbogen hat eine Scheitelstärke von 2 m und eine Kämpferstärke von 3,70 m. Als größte Spannungen werden ausgerechnet 62 kg/cm² Druck am Kämpfer und 58 kg/cm² in einer Zwischenfuge. Bei einer Druckfestigkeit des Betons von 360 kg/cm² wird die Sicherheit als ausreichend angesehen.

Der Hauptbogen zerfällt in vier Rippen, von denen die beiden äußeren 1,95 m, die beiden mittleren 2,20 m breit sind bei einer Gesamtgewölbebreite von 16,60 m.

Eigenartig ist an diesem Entwurf der Wölbvorschlag: Um Lehrgerüstekosten zu sparen, soll das Gewölbe nicht in voller Gewölbestärke, sondern in drei Ringen ausgeführt werden. Dabei soll jeder einzelne Ring durch Wasserdruckpressen im Scheitel für sich in den wünschenswerten Spannungszustand versetzt werden. Diese Spannungen sollen so gestaltet werden, daß die ungünstigsten Belastungsfälle später noch erträgliche Randspannungen im Gesamtgewölbe erzeugen. Der Verfasser will Zugspannungen mit Sicherheit ausschließen und die Druckspannungen an den Rändern hierdurch fast gleich groß machen.

Durch Höhersetzen der Seitenkämpfer wird der Strompfeiler verhältnismäßig günstig beansprucht, denn die Endresultante wird steil nach unten abgelenkt. Er braucht aber immer noch eine Fundamentbreite von 21,6 m und wird daher mit dem Unterbau teuer.

Der Entwurf ragt zu tief ins Flußprofil hinein und kam daher von vornherein für die Ausführung nicht in Frage. Daß er die Vorteile des eingespannten Bogens ausnützen wollte, ist erfreulich, doch war übersehen worden, daß der unsichere Untergrund hier die Anwendung einer Einspannung grundsätzlich ausschließt.

5. Freie Bahn I.

Die drei Eisenbetonbogen unter der Fahrbahn haben in der Mittelöffnung einen Stich von $\frac{1}{11}$ und in der Seitenöffnung $\frac{1}{10}$. Die mittlere Spannweite beträgt 80 m; sie ist aufgelöst in drei tragende Rippen, deren jede ein Dreigelenkbogen von 78 m Spannweite mit 7 m Pfeil ist. Die Rippenbreiten sind je 1,60 m. Die Gewölbestärke ist am Kämpfer und in der Bruchfuge 2 m, am Scheitel 1,20 m. Die mittlere Eisenbewehrung beträgt 1,5%. Die steife Eisenbewehrung selbst ist als Dreigelenk-Fachwerkbogen ausgebildet. Die Gelenke sind Stahlbolzengelenke. Die Mittelpfeiler sind 7,30 m am Schaft und 16,70 m an der Sohle stark. Die Bogen greifen zu tief ins Durchflußprofil des Hochwassers ein und verstoßen damit stark gegen die wasserpolizeilichen Forderungen.

VII. Gruppe.

1. Neckarbogen.

Der Entwurf sieht zwei schwere Eisenbeton-(Dreigelenk-)Bogen über der Fahrbahn zwischen Gehweg und Fahrbahn in der Mittelöffnung vor. In den Seitenöffnungen schließen sich Dreigelenkbogen unter der Fahrbahn an. Der Hauptbogenstich ist viel zu groß und die konstruktive Durchbildung nicht besonders glücklich; beachtenswert ist, daß die Eisenbetonquerträger als Rahmenträger ausgebildet werden, damit in ihren Rahmenöffnungen die Rohrleitungen untergebracht werden können. Die Bogenweiten sind 46, 90, 46 m.

2. Betonbogen.

Durch Anordnung von zwei Mittelpfeilern von 4 m Pfeilerstärke ergeben sich drei Öffnungen von 46, 104, 46 m lichter Weite, die durch Dreigelenkbogen überspannt werden. Weil die Lager und ihre Gelenke hochwasserfrei bleiben sollen, erhalten die beiden Seitenöffnungen Bogen unter der Fahrbahn mit 2,14 m Stich und die Mittelöffnung einen über der Fahrbahn liegenden Bogen mit 15 m Stich. Alle drei Bogen haben als steife Eisenanlage eiserne Dreigelenkfachwerkbogen, deren Gurte aus St 48 und deren Wandglieder aus St 37 bestehen. Die Ummantelung besteht aus Beton 1 : 4,5, dem unter Verwendung von hochwertigem Zement eine Druckspannung von 70 kg/cm² zugemutet wurde, bei einer Druckfestigkeit von 350 kg/cm² nach acht Tagen. In der Mittelöffnung erheben sich zwei Hauptbogen, an denen die Fahrbahn mit Zugstangen und untenliegenden Gelenken angehängt ist. Jeder Eisengurt hat kastenförmigen Querschnitt. Die Bogenstärke ist am Scheitel 3 m, am Kämpfer und im Bogenviertel 3,50 m, die Bogenbreite einheitlich 1 m. In der Seitenöffnung zerfällt der Dreigelenkbogen in vier Rippen von 2×1.80 und $2 \times 1{,}60$ m Breite. Jedes Teilgewölbe umschließt drei eiserne Fachwerkbogen. Unter dem Geländer liegt nochmals ein 30 cm breiter Bogenteil, der aber im wesentlichen zur Verblendung dient. Berechnung und Ausführung sah man hier so vor, daß in der Mittelöffnung die Eisenfachwerkträger die ruhende Last aus ihrem Eigengewicht und der Betonummantelung aufnehmen, während die Last der Fahrbahn und die gesamte Verkehrslast auf den Eisenbeton übergeht. In den Seitenöffnungen wurde ähnlich verfahren. Die Eisenbeton-Fahrbahnplatte ruht auf Eisenbeton-Längsträgern von 5,88 m Stützweite. Die Querträger werden aus Eisen-Parallelfachwerkträgern gebildet, die mit Beton ummantelt sind. In den Seitenöffnungen sind unter dem Fahrbahngerippe Einzel-Stützen angeordnet. Die Rohre und Leitungen werden hinter der 30 cm starken Verblendwand unter den Gehwegen untergebracht. Das bei dem flachen Schub besonders beanspruchte Endwiderlager wurde zwar mit breiter Sohle ausgeführt, darüber aber unverständlicherweise in ihm ein Hohlraum gelassen, statt durch dessen Ausfüllung mit Magerbeton oder Kies das Gewicht zu vermehren und damit an Fundamentbreite zu sparen.

Schluß.

Die kurze Zeit, während deren das Planmaterial zugänglich war, hat es leider nicht ermöglicht, alle beachtenswerten Entwürfe aufzuführen und sie in Wort und Bild ausführlich zu beschreiben. Es ist bedauerlich, daß infolgedessen manche gute Arbeit unbekannt bleibt.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß sowohl auf dem Gebiete des Eisenbaues als auch des Massivbaues gute Lösungen geboten worden sind. Neben den preisgekrönten oder angekauften Entwürfen sind als besonders eigenartig der Entwurf „Freier Blick II“ aus der 1. Gruppe, „Straff“ aus der 3. Gruppe, „Geist der Gotik“ und „Kern und Schale“ aus der Massivbaugruppe zu erwähnen.

Wenn man die Entwürfe im Eisenbau noch einmal daraufhin überprüft, inwieweit bei der Ausbildung der Fahrbahn oder der Hauptträger Fortschritte zutage getreten sind, so kann festgestellt werden: Neben der wiederholten Verwendung von Belageisen oder Buckelplatten und auch Flachblechen, über die eine Lage von Kiesbeton oder Bimsbeton aufgebracht wurde, tritt die freitragende Eisenbetonplatte in den Vordergrund. Durch Anordnung von Hauptquerträgern, Längsträgern und Hilfsquerträgern wurde bei „Flachbrücke“ die allseitige Auflagerung der Eisenbetonplatte ermöglicht und durch ihre kreuzweise Eisenbewehrung ein Ersatz für die eisernen Buckelplatten geschaffen. Fast allen Entwürfen ist die Anordnung einer wasserdichten und wasserableitenden Schutzschicht über der Eisenbetonplatte aus Asphaltfilzplatten oder ähnlichem gemeinsam. In einem Falle wurde die Unterhaltung der Fahrbahn durch Miteinbetonieren der Längsträgerstege zu verbilligen versucht.

Bei den Hauptträgern tritt das Bestreben, das schon während des letzten Jahrzehnts bei vielen Gelegenheiten beobachtet werden konnte, in den Vordergrund, die häufig unruhig wirkenden Fachwerksysteme zu vermeiden und dafür geschlossene vollwandige Hauptträger zu verwenden. Um der Eisenkonstruktion die Schwere zu nehmen, wird der entstehende Blechträger meist mit zwei Stegblechen als Kastenquerschnitt ausgebildet, wodurch die Traghöhe, allerdings auf Kosten des Eisenaufwandes, wesentlich verringert werden kann. Der manchmal gewählte innere lichte Abstand der Stegbleche von nur 50 oder 55 cm ist jedoch unbrauchbar; als Mindestmaß, bei dem die Unterhaltung noch einigermaßen möglich ist, würden mindestens 60 cm zu wählen sein.

Beachtenswert ist das Bestreben, den Fußgängerverkehr von den durch den Fahrverkehr hervorgerufenen Schwankungen unabhängig zu machen, indem die Gehwege auf besondere Tragsysteme gelegt werden, und eigenartig ist auch der Versuch, bei Anordnung mehrerer Hauptträger durch kräftige Querverbände die einzelnen Hauptträger von den zufälligen Belastungen zu entlasten und sämtliche Hauptträger zum Mittragen zu zwingen.

Bei den Entwürfen mit tiefliegendem Gewölbe zeigt es sich, daß bei städtischen Verhältnissen, wo die Notwendigkeit vorliegt, viele und große Rohrleitungen zu überführen, das früher breit ausgebildete Gewölbe in einzelne schmale Tragrippen aufgelöst werden muß, um nicht unnötige Konstruktionshöhe über dem Gewölbescheitel zu verbrauchen. Die Auflösung solcher Tragrippen geht stellenweise sehr weit und erfordert unbedingt wegen der Knicksicherheit der Einzelteile sorgfältig ausgebildete, massive Querverbindungen oder Querrippen.

Bezeichnend ist die mehrfache Verwendung von Bogen nach System Melan mit steifer Bewehrung und das Bestreben, durch stufenweises Betonieren der Einzelbogen, ein besonderes Lehrgerüst ganz oder teilweise zu sparen, indem die Schalung für die ersten Betonierungen von deren steifer Eisenbewehrung getragen wird. Wenig überraschen kann die reichliche Verwendung von Dreigelenkbogen bei den wenig günstigen Brücken- und Untergrundverhältnissen.

Die Stadt Mannheim hat sich entschlossen, ihren eigenen Entwurf fallen zu lassen und den Entwurf „Flachbrücke“ auszuführen. Der Bau ist bereits im Gange. Die Vermutung des Bürgerausschusses, der Brückenbau habe sich in dem letzten Jahrzehnt fortentwickelt, hat sich durch das günstige Ergebnis des Wettbewerbes als richtig erwiesen.

Die Fachwelt ist der Stadtgemeinde und ihren technischen Beratern zu Dank verpflichtet, daß man sich in letzter Stunde zu dem öffentlichen Wettbewerb entschlossen hat, obwohl ein eigener guter baureifer Entwurf bereits baupolizeilich genehmigt vorlag. Demgegenüber ist es nebensächlich, wenn wegen der gebotenen Eile das Ausschreiben einige Mängel aufwies. Der Wettbewerb und auch die Preisrichter haben ihre Aufgabe in der kurzen Zeit gelöst: Es wurde eine wohl von allen Seiten als gut anerkannte Arbeit mit dem ersten Preise ausgezeichnet und zur Ausführung empfohlen — und die Stadtgemeinde hat den Preisträgern den Brückenbau auch alsdann übertragen.[2])

[2]) Auf mehrfache Anfragen sei darauf hingewiesen, daß die Abb. 4 u. 5 die Entwürfe nur skizzenhaft und grundsätzlich wiedergeben; eine geometrisch genaue Wiedergabe war bei dem Mangel an Planunterlagen leider nicht möglich. Versehentlich wurde im Entwurf „Freier Blick I“ die Scheitelstärke des Mittelbogens falsch mit 3,60 m statt richtig mit 1,0 m eingezeichnet.

Alle Rechte vorbehalten.

Technik des nordamerikanischen Straßenbaues.[1]

Von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Braunschweig.

(Schluß aus Heft 49.)

Bituminous-Macadam-Asphaltschotter ist in Atlanta für Wohnstraßen viel verwendet worden (Abb. 22). Als besonderes Beispiel wurde eine Straße gezeigt, die einen Macadam-Unterbau hatte, auf dem Kalkstein in den angegebenen Größen aufgebracht und mit Asphalt nach dem Verfahren Finlay getränkt war. Diese im Jahre 1917 hergestellte Straße zog sich mitten durch ein Militärlager, auf dem ein starker Verkehr von Lastwagen während des Krieges stattgefunden haben muß. Noch jetzt verkehren darüber Lastkraftwagen zu einer Sägemühle und anderen industriellen Unternehmungen, die aus den früheren Militäranlagen entstanden sind. Der Zustand ist gut (Abb. 23).

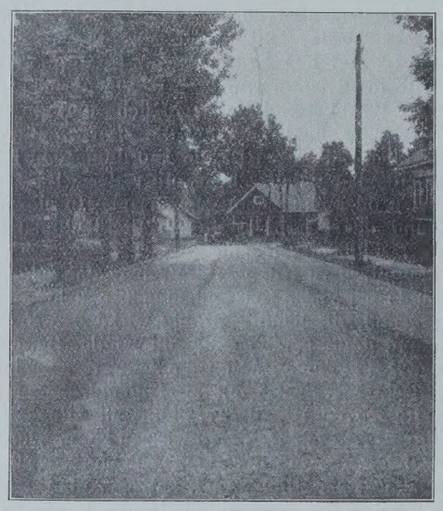


Abb. 22. Asphaltschotterdecke.

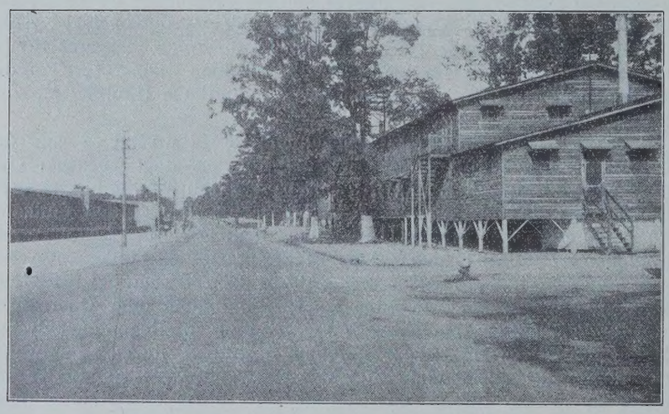


Abb. 23. Asphaltschotterdecke aus Kalkstein.

Das gleiche wird über eine Straße in Alexandria Va. berichtet, die den einzigen Zugang zu einem Militärlager während des Krieges gebildet hat.

Man hat für Wohnstraßen auch statt des Steinmaterials Schlacke in den angegebenen Größen verwendet.

In Pennsylvania rechnet man für das Penetrationsverfahren: 35 t Steine auf 30 m Straßenlänge zu 5,4 m Breite, Größe 1,6 bis 7,0 cm bis auf 7,5 cm abgewalzt. 20 bis 30 % Kompression = 6,25 l/m² Asphalt. Dann werden Steine von 19 mm Größe aufgebracht, 6 t auf 30 m, sie sollen die Hohlräume in der Oberfläche ausfüllen. Sie werden abgewalzt; es wird 1,8 l/m² Asphalt aufgespritzt und dann feiner Splitt bis 12 mm, 4 t auf 30 m, aufgebracht und dann nochmals Asphalt = 1,1 l/m² und wieder abgewalzt.

In Massachusetts wurde eine zwei Jahre alte Verbindungstraße mit dieser Decke besichtigt, sie war in gutem Zustande und hatte eine rauhe Oberfläche (Abb. 24). Auf dem Newbury port Turnpike war dieser Asphaltschotter fünf bis sechs Jahre alt. Die Oberfläche weil älter, etwas weicher, hat seit dem Bau außer einer Oberflächenbehandlung keine Unterhaltung erfordert.

Nach den Angaben der Asphalt-Association erfordert eine solche Decke innerhalb fünf Jahre keine Unterhaltung, höchstens eine leichte Oberflächenbehandlung (1,1 l/m²). Danach neue leichte Bedeckung mit Grus.

Asphaltschotter soll im früheren oder mittleren Sommer verlegt werden, weil der Asphalt dann warm wird und infolge seiner Weichheit ein Zusammenpressen der Decke eintritt.

Ingenieur Coburn, Massachusetts, hält diese Form für die gegebene für Deutschland, weil in den vorhandenen Schotterdecken auf Packlage schon ein tragfähiger Unterbau vorhanden ist und es sich

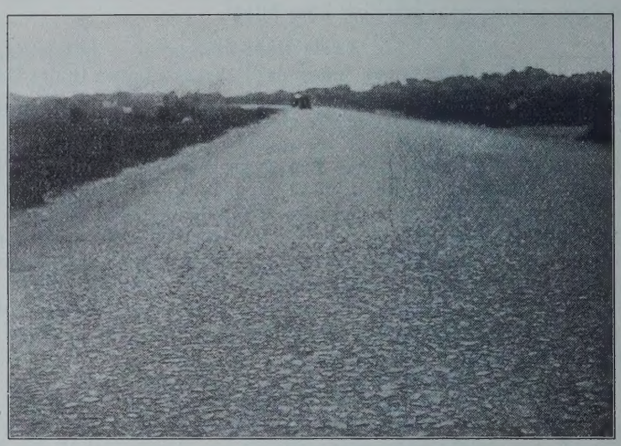


Abb. 24. Asphaltschotterdecke.

nur darum handelt, eine widerstandsfähigere, staubfreie Abnutzungsdecke zu schaffen. Solche Decken müssen auch schweren Verkehr aushalten können.

Auf der belebtesten Straße des Staates Massachusetts Worcester—Boston, die eine solche Decke hat, wurden gezählt von 6^{15} bis 6^{45} 20 große Lastkraftwagen, 4 Busse, 3 leichte Lastkraftwagen, 1 Pferdewagen, sehr viele Personenwagen.

Die Decke befand sich in einem einwandfreien Zustande.

Die Grundlagen der Asphalt-Association empfehlen für verschiedene Lufttemperaturen und Verkehrsgrößen folgende Penetration:

Verkehr	Temperatur leicht	mittel	hoch
leicht	120 bis 150	90 bis 120	80 bis 90
mittel	90 „ 120	90 „ 120	80 „ 90
schwer	80 „ 90	80 „ 90	80 „ 90.

Für Distributoren wird ein Druck von 1,4 bis 5,6 kg/cm² vorgeschlagen. Sprengweite nicht mehr als 1,2 m, keine Überdeckung der gesprengten Flächen.

U. S. Bureau of Public Roads empfiehlt für die zweite Steingröße, daß 95 % durch ein 2,5-cm-Sieb gehen und 85 % auf 6-mm-Sieb zurückgehalten werden. Staubförmige Bestandteile sollen nicht vorhanden sein.

Der Asphaltverbrauch bei dieser Bauweise ist etwas reichlich. Man muß mit 10 kg/m² rechnen. Da der Asphalt in den Staaten nahezu nur halb so teuer ist als bei uns (absolut gerechnet; berücksichtigt man die geringere Kaufkraft des Dollars gegenüber der Reichsmark, so stellt sich sein Preis sogar noch niedriger), muß eine Berechnung ergeben, ob diese Bauweise auch für uns wirtschaftlich ist.

Wie früher[2]) bereits nachgewiesen, hat man den Asphaltschotter nächst der Betondecke auf Landstraßen am meisten verwendet.

Asphaltbeton (Asphalt Concrete).

Auf Grund meiner Reisebeobachtungen im Jahre 1912 hatte ich in der Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau 1912, Nr. 29, S. 676 den Asphaltbeton für eine gute und wirtschaftliche Straßendecke für Kraftwagen erklärt. Diese Auffassung hat sich auf Grund der diesmaligen Beobachtungen als richtig erwiesen. Noch heute liegen die damals zum Teil im Bau befindlichen Straßen gut. Nach den Begriffsbestimmungen der Asphalt-Association ist Asphalt Con-

[1]) Ein erweiterter Sonderdruck wird unter dem Titel: „Kritische Betrachtungen über den gegenwärtigen Stand des Straßenwesens in den Vereinigten Staaten von Nordamerika“ demnächst im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, erscheinen. Die Schriftleitung.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 43, S. 610.

crete ein Pflaster, in dem die Abnutzungsfläche zusammengesetzt ist aus einer Mischung von Asphaltzement mit gebrochenem Stein, gebrochener Schlacke oder Kies und oft mit Sand und Mineralfüllmasse.

Größe und Anteil der einzelnen Kornarten wird sorgsam abgemessen mit dem Ziel, eine dichte Masse mit einem geringsten Hohlraumgehalt zu erreichen. Die Mischung wird gewöhnlich in einer besonderen Anlage hergestellt. Die Oberfläche bekommt bisweilen eine Deckschicht (sealcoat) in derselben Weile wie der bituminöse Macadam.

Der Unterbau kann bestehen aus Beton, Asphaltbeton, aus alten bestehenden Pflasterungen, aus Ziegel, Pflastersteinen. Packlage und Macadam werden oft als Unterbau benutzt, sie müssen aber eine ausreichende Stärke haben. Die Benutzung am Ort der Ausführung vorhandenen Steinmaterials als Zuschlagstoff kann als ein Vorzug des Asphaltbetons angesehen werden.

Es werden drei Klassen von Asphaltbeton unterschieden:

Klasse 1, bei der nahezu alle Zuschläge auf dem 0,2-mm-Maschen-Sieb zurückgehalten werden,

Klasse 2, bei der die auf dem 0,2-mm-Maschen-Sieb zurückgehaltenen Teile überwiegen,

Klasse 3, bei der die Teile, die durch das 0,2-mm-Maschen-Sieb hindurchgehen, überwiegen.

Die beiden Klassen 2 und 3 sind Patente.

Klasse 1. Das Gestein kann von ziemlich gleicher Größe sein, die Abmessungen aber geringer als bei dem Asphaltschotter. Die Steine sollen würfelige Form haben. Das Gestein soll zähe und hart sein. Der Zähigkeitsgrad soll nach dem französischen Beiwert bemessen 8, und die Härte gleichfalls 8 betragen.

Nach den Vorschriften D. U. S. Bureau of Public Roads soll die Zusammensetzung des Steinmaterials folgendes sein:

95 % sollen durch 1-Zoll-Sieb gehen,
25 bis 75 % sollen durch $^3/_4$-Zoll-Sieb gehen,
85 % sollen auf $^1/_4$-Zoll-Sieb zurückgehalten werden.

Die Penetration des Asphaltzements, angegeben in $^1/_{10}$ mm bei 25 ° mit dem Dowschen Penetrationsmesser:

Verkehr	Temperatur gering	mäßig	hoch
leicht	90 bis 120	80 bis 90	70 bis 80
mittel	80 „ 90	80 „ 90	70 „ 80
schwer	80 „ 90	70 „ 80	70 „ 80.

Asphaltmenge liegt zwischen 5 bis 7 Gewichtsprozent. Die geringe Menge deutet an, daß der Asphalt nicht die Öffnungen füllen, sondern nur kitten soll.

Die Decke muß unbedingt eine Oberflächenasphaltierung erhalten, die die Oberfläche dicht schließt und den Eintritt von Wasser verhindert.

Die 2. Klasse gibt einen dichteren Asphaltbeton, sie besteht aus groben und feinen Zuschlägen und Füllmasse. Die feinen Bestandteile schließen die Fugen besser und geben eine größere Sicherheit gegen Verschiebung. Man kann Kies verwenden. Das feine Material soll aus Quarzsand bestehen.

Typische Vorschrift D. U. S. Bureau of Public Roads für die Beschaffenheit der Zuschläge:

Alles soll durch $^1/_4$-Zoll-Sieb gehen, 30 bis 70 % sollen durch das 40-Maschen-Sieb, nicht mehr als 10 % durch das 200-Maschen-Sieb gehen.

Die Mineralfüllmasse soll Kalksteinmehl oder Portlandzement sein. Alles soll durch das 30-Maschen-Sieb hindurchgehen, 60 % durch das 200-Maschen-Sieb.

Für den Asphaltzement gelten folgende Vorschriften. Penetration:

Verkehr	Temperatur niedrig	mittel	hoch
leicht	70 bis 80	70 bis 80	60 bis 70
mäßig	70 „ 80	70 „ 80	60 „ 70
schwer	60 „ 70	60 „ 70	60 „ 70.

Im Durchschnitt:

grobe Zuschlagstoffe . .	45 bis 60 %
feine „ . .	25 „ 40 „
Füllmasse	3 „ 5 „
Bitumen	6 „ 8 „

Die 3. Klasse kommt nahe an Sheet Asphalt und wird durch die Mischung, die den Namen „Topeka“ erhalten hat, am besten gekennzeichnet.

Grobe Zuschlagstoffe — gebrochene Steine — sollen durch $^1/_2$-Zoll-Sieb gehen. Kies derselben Größe kann benutzt werden, ist aber nicht so wirkungsvoll, weil die einzelnen Teile zu rund geschliffen sind.

20 % sollen auf $^1/_4$-Zoll-Sieb zurückgehalten werden. In den groben Zuschlagstoffen soll auch Material vorhanden sein, das durch das 10-Maschen-Sieb geht.

Die feinen Zuschlagstoffe sollen durch das $^1/_4$-Zoll-Sieb vollständig gehen, 90 % sollen auf dem 200-Maschen-Sieb zurückgehalten werden. Füllmasse wie in Klasse 2.

Asphaltzement, Penetration:

Verkehr	Temperatur niedrig	mittel	hoch
leicht	60 bis 70	60 bis 70	50 bis 60
mäßig	60 „ 70	60 „ 70	50 „ 60
schwer	50 „ 60	50 „ 60	50 „ 60.

Es wird ein gröberes Material benutzt, so daß Topeka eine rauhere Oberfläche (gritty surface) als Sandasphalt hat und daher sehr gut auch für Pferdeverkehr geeignet ist. Er kann in starken Steigungen benutzt werden.

Die Mineralbestandteile sollen zwischen 95 bis 120 ° C erhitzt werden und nicht unter 65 ° C zur Einbaustelle gebracht werden. Asphaltzement soll zwischen 120 bis 150 ° erhitzt werden.

Die Verwaltung von North Carolina gibt an für Topeca:

30 % bis $^1/_4$ Zoll grobe Mischung
52 % Sand
$8^1/_2$ % Bitumen
10 % Filler.

Es macht den Eindruck, als ob diese Einteilung in drei Klassen der Versuch ist, etwas System in die vielen Arten von Asphaltbeton zu bringen. Tatsächlich wird Asphaltbeton in den mannigfachsten Mischungen ausgeführt. Das erkennt man schon an den Ausschreibungsbedingungen der staatlichen Landstraßenverwaltungen. Die Verwaltung von Massachusetts kennt z. B. vier Typen von Asphaltbeton.

Das Ziel aller Bestimmungen für die Herstellung des Asphaltbetons der höheren Klassen ist, eine Mischung zu erhalten, die möglichst wenig Hohlräume hat. Die hier gemachten Angaben könnten noch erweitert werden. Das hat aber keinen Zweck, denn es soll durch die Angaben nur darauf hingewiesen werden, worauf es ankommt, nämlich auf die genaue Einhaltung gewisser Korngrößen der Zuschlagstoffe und die richtige Einstellung des Asphalts.

Beim Asphaltbeton besteht die Möglichkeit, auch minderwertige Zuschläge zu verwenden. Hierüber hat man in Massachusetts Versuche gemacht, die, wie ich mich überzeugen konnte, gut ausgefallen sind. Man hat am Ort der zu bauenden Straße anstehenden, groben Kies verwendet, den man gebrochen und nach bestimmten Korngrößen ausgesiebt hat. Damit sind die Wege gewiesen, wie man auch an Stellen, die kein grobes Gestein führen und man darauf angewiesen ist, es von weither zu holen, vorhandenen Kies oder Geröll u. a., auch Sand ausnutzen kann. Voraussetzung ist, daß man vorher in der Versuchsanstalt die Stoffe auf ihre Zusammensetzung und den in jedem Falle notwendigen Bitumengehalt untersucht. In dieser Hinsicht gesammelte Erfahrungen werden bald dazu führen, daß man schon auf den ersten Blick die zweckmäßigste Mischung erhält.

Sheet Asphalt (Sandasphalt).

In meinem Bericht vom Jahre 1912, Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau Nr. 26 u. f., habe ich angegeben, daß der Sandasphalt in den Geschäftstraßen durchgängig schlecht ist. Das Granitpflaster ist das einzige Pflaster, das den schweren Geschäftsverkehr ausgehalten hat. Der Sandasphalt war damals in keinem besonders guten Zustande. An diesen Verhältnissen hat sich insofern nichts geändert, als das Granitreihenpflaster in allen Städten auf den Hafenstraßen und Straßen in Fabrikvierteln benutzt wird, wo ein schwerer, langsamer Verkehr vorhanden ist, z. T. noch mit Pferden und Wagen mit eisernen Reifen. Dieses Pflaster wird als das einzige angesehen, das in der Lage ist, solchen Verkehr auszuhalten. Man hat daher in New York diese Form als Normalform angenommen. In Philadelphia hatte man die Haupthafenstraße — Frankfurter Straße und Delaware Avenue — neu mit Granitreihensteinen auf Betonunterlage und Bitumenverguß verlegt.

In Washington hat man eine Straße, die eine Ausfallstraße nach Virginia ist und im Gefälle liegt, mit Kleinpflaster als Reihenpflaster — Durex — versehen, weil Sandasphalt dem vorhandenen Verkehr nicht standgehalten hat.

Chicago hat die untere, nur dem Frachtverkehr gewidmete Straße der zweistöckigen Michigan Avenue mit Granitreihensteinen gepflastert.

Die Erfahrungen der letzten Jahre haben also meine damalige Auffassung, daß Sandasphalt für sehr schweren Lastverkehr nicht geeignet ist, bestätigt. Eine Veränderung gegenüber den damals festgestellten Verhältnissen ist aber insofern eingetreten, als das Sandasphaltpflaster, das auch in anderen nicht so sehr vom Lastwagenverkehr berührten Straßen damals nicht immer in einem befriedigenden Zustande war, heute sich in einem auffallend guten Zustande befindet. Diese Veränderung hat vermutlich zwei Ursachen,

die eine ist in der Änderung des Verkehrs zu suchen, die andere in der Beschaffenheit des Sandasphalts. Die Pferde mit Hufen und Stollen und die Wagen mit eisernen Reifen sind nahezu völlig aus diesen Straßen verschwunden. Die Beanspruchung der Decke ist also eine völlig gleichartige, nur Gummireifen, Luftreifen bei Personen- und leichten Lastwagen, Vollreifen bei Lastwagen. Es ist bekannt, daß diese Verkehrsart den Asphalt lange nicht in dem Maße angreift als Pferdehufe und eiserne Reifen. Im Gegenteil übt der Reifen eine glättende Wirkung aus, vor allen Dingen schließt er etwa entstandene Fugen, wobei das Tropföl der Kraftwagen eine Erweichung der oberen Schicht herbeiführt und sie noch elastischer macht. Die neue Verkehrsart ist also dem Sandasphalt günstiger. Außerdem scheint eine Verbesserung des Pflasters dadurch erreicht zu sein, daß an Stelle des Trinidadasphalts nunmehr Asphalte verwendet worden sind, die von mexikanischen und kalifornischen Petrolölen destilliert sind. Diese Asphalte sind reiner als die Naturasphalte, wie Trinidad- und Bermudezasphalte, die zudem noch durch besondere Flußmittel in die richtige Konsistenz gebracht werden müssen. 1912 war die Barber-Asphalt-Gesellschaft führend, die die Gruben von Trinidad und Bermudez ausbeutete. Heute werden nach Angaben des Präsidenten der Asphalt-Association, Mr. Pennibaker nur noch 10 % Trinidad-, dagegen 60 % Mexikoasphalt (Shall) und 24 % kalifornische Asphalte verwendet. Da der Trinidadasphalt nur 65 % Bitumen enthält, muß man entsprechend größere Mengen verwenden. Es wird angenommen, daß die mexikanischen und californischen Asphalte eine bessere Bindekraft und ein gleichmäßigeres Erzeugnis liefern, da sie künstlich hergestellt werden.

Das Ziel, das erstrebt werden muß, bezeichnete Präsident Pennibaker folgendermaßen:

mehr Feinmaterial (Filler),
weniger Asphalt,
niedrigere Penetration.

Je größer die Menge des Feinmaterials ist, um so fester ist die Decke und um so größeren Widerstand leistet sie den Verschiebungen im Verkehr. Der einzige Nachteil ist die Wellenbildung, die auf der Versuchsstraße des Bureau of Public Roads in Arlington näher untersucht worden ist; je weniger Asphalt, desto billiger wird die Decke, und je niedriger die Penetration ist, um so widerstandsfähiger ist die Decke, besonders bei Wärme.

Infolge des in den letzten Jahren erreichten Fortschritts im Bau von Sandasphaltstraßen machen diese Befestigungen einen sehr guten Eindruck. Selbst in New York-Manhattan bei seinem dichten Verkehr überraschte diesmal der gute Zustand der Sandasphaltstraßen. Dasselbe kann man von Philadelphia, Washington, Chicago, Detroit, Boston und anderen Städten sagen.

Auf Grund der Möglichkeit, den Sandasphalt den Anforderungen des Verkehrs und Klimas in weitem Maße anzupassen, hat er jetzt in den Städten die weitestgehende Anwendung gefunden,

27,3 % aller Pflasterflächen in den Städten
und 31,5 % „ „ „ „ „ über
100 000 Einwohnern waren 1923 mit Sandasphalt versehen.

Läßt man die natürlichen Pflasterarten, wie Kies- und Macadamwege außer Betracht, dann ist der Anteil von Sandasphalt 35 % in allen, 39 % in den Städten über 100 000 Einwohnern (Beton 5,5 % und 3,5 %).

Alle städtischen Beamten, denen wir die Frage vorlegten, warum sie Sandasphalt vor dem Betonpflaster bevorzugten, gaben die schon erwähnte Auskunft, daß in städtischen Straßen viel Pflasteraufbrüche vorgenommen werden mußten und daß hier Beton unangebracht ist. Da bleibt außer Steinpflaster nur noch Sandasphalt übrig.

Als Unterbau für Sandasphalt dient meistens Beton, z. B. hat der neuerbaute viele Kilometer lange Riversidedrive in New York, der als Park- und Automobilstraße anzusehen ist, eine Sandasphaltdecke auf Beton erhalten. Die Betongründung soll mindestens 16 cm stark sein und das Mischungsverhältnis 1 : 3 : 6 oder 1 : 9 haben. Auffallend ist, daß eine stärkere Gründung, wie sie sich in England und Deutschland seit Einführung der Kraftwagen als notwendig erwiesen hat, nicht vorgeschlagen wird. Ein Zeichen, daß eben der Verkehr nicht zu schwer sein kann. North Carolina schreibt ein Mischungsverhältnis von $1 : 2\frac{1}{2} : 5$ bei gebrochenen Steinen und $1 : 2\frac{1}{2} : 4$ bei Schlackenverwendung vor.

Zwischen Beton und der Sandasphaltdecke wird noch eine Asphaltbetonschicht eingelegt, die verhindern soll, daß der Sandasphalt auf dem Beton schiebt.

Die Sandasphaltstraßen werden von Unternehmern gebaut, aber meistens von den Staaten unterhalten, die eigene Mischanlagen haben. Für den Bau von Asphaltbeton und Sandasphaltdecken sind besondere bewegliche Anlagen ausgebildet, die an der Baustelle die Zuschläge trocknen und mischen. Die Maschinen sind leicht, handlich und haben eine große Leistungsfähigkeit. Allerdings kann man Asphaltstraßen mit Leistungen bis zu 300 m Strecke am Tag wie bei Beton nicht bauen.

Die städtischen Unterhaltungsanlagen sind ortsfest, denn man kann den Sandasphalt gut bis 40 km verfahren. Die Anlagen in Manhattan und in Philadelphia liegen am Wasser, um Bitumen, Sand und Mineralfüllmasse mit Schiff anfahren zu können. Die Anlage in Manhattan hat eine Leistungsfähigkeit von 4000 m² für den Tag, 4 cm Sandasphalt und 4 cm Bindermasse. Auf den Umstand, daß die Städte jetzt selbst die Unterhaltung in die Hand genommen haben, ist es wohl zurückzuführen, wenn die Straßen aus Sandasphalt sich in einem besseren Zustande befinden. 1912 geschah die Unterhaltung noch durch Unternehmer.

Wenn man sich die Frage vorlegt, welche von den Asphaltdecken für deutsche Verhältnisse passen, dann wird das ganz davon abhängen, welche Art von Straßen in Frage kommt. Asphaltschotter verbraucht viel Asphalt und wird vermutlich dadurch kostspielig werden. Asphaltbeton dürfte sehr geeignet sein für Landstraßen. Aber auch hier kann man sich auf amerikanische Vorbilder stützen. Der Staat Pennsylvania hat eine Norm ausgearbeitet, wie man eine wassergebundene Schotterdecke in eine Asphaltstraße umwandeln kann (Abb. 25). Um für die Verbreiterung einen tragfähigen Unterbau zu schaffen, werden beiderseits an die Schotterdecke Betonleisten von 0,6 m Breite anbetoniert. Der Ausgleich in den verschiedenen Quergefällen wird durch verschiedene Stärke der Bindeschicht erreicht. Der Bericht des Staates Pennsylvania empfiehlt diese Form ausdrücklich, um wassergebundene Schotterstraßen in eine Decke von längerer Lebensdauer umzuwandeln, die auch stärkeren Verkehr aushalten kann.

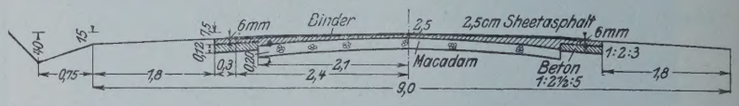


Abb. 25. Vorschlag für die Verbreiterung einer Schotterdecke von 4,2 m auf 5,4 m und für Deckung mit einer Asphaltdecke.

Diese Form der Umwandlung der Schotterstraßen in für den Kraftwagen geeigneten Zustand scheint für deutsche Verhältnisse außerordentlich zweckmäßig, so daß Versuche damit angestellt werden sollten.

Baustoffe.

Der richtigen Auswahl der Baustoffe wenden die amerikanischen Straßenbauingenieure ganz besondere Aufmerksamkeit zu. Sie haben bezüglich der Prüfung und Bewertung der Baustoffe durch Zusammenarbeit des Ingenieurs mit dem Materialprüfungsfachmann große Fortschritte gemacht. Außerdem haben sie durch Versuchsstraßen eine Beantwortung aller der vielen Fragen erstrebt, die bisher noch ungeklärt waren, und zugleich durch Schaffung einer Zentralstelle, in der alle Erfahrungen und Ergebnisse gesammelt werden, Highway Research Board in Washington, dafür gesorgt, daß diese Ergebnisse gesichtet, verarbeitet und dann allen am Straßenbau Beteiligten zugänglich werden.

Sehr viele Baustoffragen sind unter Mitwirkung der American Society for Testing Material behandelt worden und haben bereits in Normen ihre Lösung gefunden. Bei Lieferungen müssen die Baustoffe diesen Normen entsprechen, die Beschaffenheit wird außerdem in den zahlreichen Prüfungsanstalten der Staaten und Städte nachgeprüft, und in Verbindung damit werden auch größere wissenschaftliche Versuche ausgeführt. Auch die Abteilung für öffentliche Straßen (Bureau of Public Roads) im Landwirtschaftsministerium hat Unterlagen für die Beschaffenheit der Baustoffe herausgegeben, und sie verlangt bei Straßen, die aus Zuschüssen der Bundesregierung gebaut werden, daß die Baustoffe vor ihrem Einbau auf ihre Übereinstimmung mit den vorgeschriebenen oder zugelassenen Vorschriften der Abteilung für öffentliche Straßen geprüft werden.

Sechs verschiedene Bulletins sind erlassen, Schriften von ziemlichem Umfange, in denen die Probeentnahme und die Untersuchungsweisen für natürliche Baugesteine, Bitumina, Beton und Eisenbeton, und für Eisen und Stahl bei Brücken festgelegt sind.

Sehr eingehende Untersuchungen hat man vorgenommen, um die Beschaffenheit des Untergrundes zu erforschen, der in den Staaten vielfach aus quellfähigem Boden besteht, dessen Tragfähigkeit bei Nässe herabgesetzt ist und der im Winter auffriert. Der Straßenbau ist in den Vereinigten Staaten eine Angelegenheit der Trockenlegung des Unterbaues (question of drainage), wie mir der auch in Deutschland bekannte Ingenieur Metcalf von der in Abwasserreinigungsfragen führenden Firma Metcalf & Eddy in Boston sagte. Darum hat man sowohl auf der Versuchsstraße in Pittsburg Cal. wie in Arlington diese Angelegenheit sehr eingehend studiert, vor allem besondere Verfahren ausgearbeitet, um den Grad der Quellfähigkeit

und Wasseraufnahme der Böden im Laboratorium zutreffend beurteilen zu können.

Auch die Straßenbaustoffe selbst müssen sehr genau gehaltenen Lieferungsvorschriften entsprechen und werden auf ihre bedingungsgemäße Beschaffenheit fortlaufend nachgeprüft. Beim Betonstraßenbau verlangt man nicht nur einen normenmäßigen Zement, dessen Beschaffenheit von Abnahmebeamten auf dem Zementwerk selbst fortlaufend kontrolliert wird, sondern man schreibt auch die Zusammensetzung der Zuschläge nach der Korngröße und den Wassergehalt genau vor. Täglich werden aus dem Beton Proben entnommen und in zylinderförmigen Formen aus Pappe, die in der Betondecke eingelegt werden und zugleich mit der Betondecke hergestellt werden, eingeschlagen, sorgfältig behandelt, an das Prüfungsamt der den Bau leitenden staatlichen Bauverwaltung gesandt und dort geprüft. Außerdem werden aus der fertigen Betondecke zylinderförmige Probestücke herausgebohrt, wofür eine besondere Maschine konstruiert ist (Core drilling Machine made by Ingersoll Rand Co., Phillipburg N. J.) und die in der Prüfungsanstalt gleichfalls auf ihre Festigkeit untersucht werden (Abb. 26).

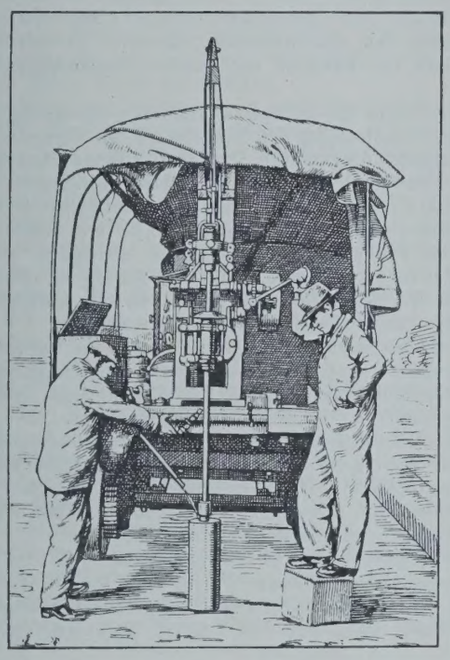


Abb. 26. Maschine zum Herausbohren von zylinderförmigen Körpern an Betonstraßen zur Druckfestigkeitsprüfung.

In gleicher Weise wird mit den Bitumenstraßen verfahren. Hier wird einmal die Beschaffenheit des Bitumens genau vorgeschrieben, ebenso die Zusammensetzung der Zuschläge. Auch die Einhaltung dieser Vorschriften wird fortlaufend kontrolliert. Die Verfahren zur Untersuchung der Bitumina decken sich mit den in Deutschland üblichen. Es wird nur mehr Wert auf die Penetration gelegt.

In den zuvor angegebenen Schriften ist angegeben, wie die Proben genommen werden sollen und wie geprüft werden soll und welche Anforderungen an die Stoffe gestellt werden müssen.

Die amerikanischen Ingenieure stehen auf dem Standpunkte, daß sie sich auf die Unternehmer nicht verlassen dürfen, daß selbst die härteste Garantieverpflichtung sie nicht vor Schaden bewahren kann, und daß der Schaden, den die Allgemeinheit hat, wenn eine Straße wegen schlechter Ausführung zu Bruche geht, Störung des Verkehrs u. a. m., auch durch eine gelegentliche Haftung des Unternehmers nicht behoben werden kann, daher versuchen sie, durch eine eingehende Kontrolle alle Bürgschaften zu sichern, daß die Ausführung gut wird.

Die Staaten, die jetzt einen systematischen Straßenbau betreiben, haben daher alle besondere Untersuchungsämter. Besichtigt wurden die Ämter in Raleigh, North Carolina und Harrisburg. Ferner hat auch die Regierung in Washington im Bureau of public Roads ein solches Amt, das gleichfalls besichtigt wurde. Diese Ämter haben eine physikalisch-technische und eine chemische Abteilung. Die erstere untersucht die Zuschläge, Sande, Kiese, Steinschlag und Zement und Beton, die andere die Bitumina, organische Verunreinigungen des Bodens, Wasser u. a. m. Die Aufgabe der Untersuchungsämter besteht darin, die unbrauchbaren Stoffe von der Anwendung auszuschließen und die beim Bau zugelassenen Stoffe fortlaufend auf ihre Brauchbarkeit zu untersuchen und gegebenenfalls wissenschaftliche Untersuchungen vorzunehmen.

Die Vorschriften für die Ausführung der Bauten aus Beton und Eisenbeton enthalten daher auch genaue Angaben über die Kornzusammensetzung der Zuschläge, wie sie sich in Deutschland noch nicht haben einführen lassen.

Die Prüfungsanstalten verfügen über große Räume und reichliches Personal. Denn es sind bisweilen die Stoffe von 25 Bauten und mehr zu prüfen. In den Anstalten findet man alle die Maschinen, die auch bei uns für die Untersuchung solcher Baustoffe bekannt sind. Die Maschinen sind aber anscheinend nach ganz anderen Gesichtspunkten gebaut. Alle Zug- und Druckmaschinen haben Hebelübertragung und sind z. T. mit besonders feinfühligen Kraftmessern ausgestattet.

Hydraulische Pressen habe ich nur im Bureau of Standard gesehen. Für die Feststellung der Konsistenz des Betons verwendet man zwei Verfahren, einmal das von Abrams, bei dem der Beton in die Form eines abgestumpften Kegels gefüllt wird, und dann das Zusammensinken nach dem Abheben der Form gemessen wird, zweitens

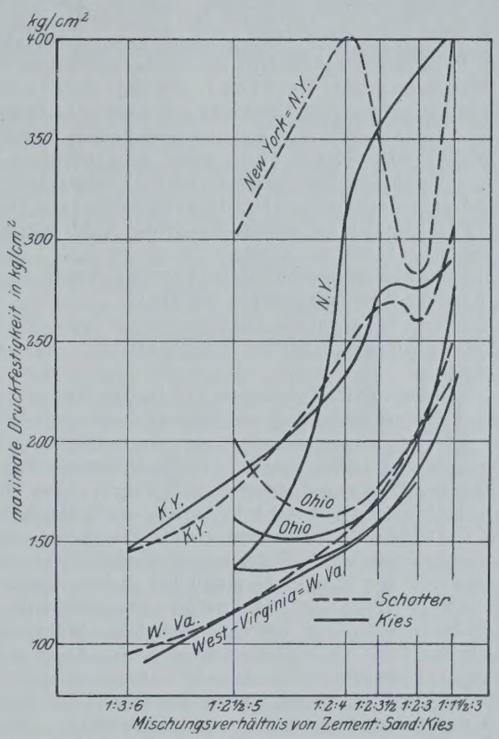


Abb. 27. Druckfestigkeit des Betons für verschiedene Mischungen und Zuschläge nach den Erfahrungen in verschiedenen Staaten.

auf einem Tisch, auf dem eine bestimmte Menge Beton ausgebreitet wird, der dann mehrmals erschüttert wird. Gemessen wird der Durchmesser, den der durch die Erschütterung ausgebreitete Beton angenommen hat.

Die Beton- und Zement-Versuchskörper werden in besonderen Räumen gelagert, die dauernd eine bestimmte Feuchtigkeit und Wärme erhalten.

Aus den Festigkeitsergebnissen des Betons in verschiedenen Staaten ist eine Zusammenstellung gemacht worden, die in Abb. 27 wiedergegeben ist. Es wird unterschieden zwischen Kies- und Schotterbeton. Es fällt auf, daß in einzelnen Fällen die fetteren Mischungen in der Festigkeit nachgelassen haben. Das kann nur auf eine ungünstige Kornzusammensetzung zurückgeführt werden. Vermutlich hat der am Ort anstehende Kies nicht das richtige Korngrößenverhältnis, so daß nur bei einem bestimmten Anteil des Schotters sich eine günstige Festigkeit ergibt. Solche Untersuchungen und Übersichten wird man in Deutschland wohl auch erst noch in größerem Umfange anstellen müssen, ehe man zum Betonstraßenbau übergeht und die Festigkeit dem Zufall überläßt.

Die umfangreichen Versuche der amerikanischen Forschungsämter über die Brauchbarkeit der natürlichen Baugesteine, die Zweckmäßigkeit der Betonzusammensetzung u. a. m. bieten bedauerlicherweise keine Vergleichspunkte für unsere deutschen Verhältnisse, weil man die Festigkeitsversuche — Druckversuche — an Zylindern vornimmt, deren Höhe doppelt so groß ist als ihr Durchmesser (15 zu 7,5 cm). Die Druckfestigkeit ist, verglichen mit unserer an Würfeln vorgenommenen, wesentlich geringer. Es bleibt daher nichts anderes übrig, als einige Versuchsreihen in unseren Versuchsanstalten vorzunehmen, um einen Umrechnungsmaßstab zu finden und damit die amerikanischen Versuche auch für uns ausnutzbar zu machen.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 20. November erschienene Heft 22 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. K. Schaechterle: Die Vorschriften für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton und die Wirtschaftlichkeit der Verwendung von Eisenbeton für Bahnbrücken. — Dr.-Ing. Herm. Craemer: Die Erzbunkeranlage des Stahlwerks Becker im Krefelder Hafen. — Dr.-Ing. Ferd. Schleicher: Nochmals Kreisplattenfundamente. — Dr. Dr. e. h. Fritz Emperger: Kontrollbalken aus hochwertigem Beton.

Die wissenschaftliche Tagung des Deutschen Eisenbau-Verbandes (DEV) in Karlsruhe am 27. Oktober 1925. Nach Begrüßung der Teilnehmer durch den Vorsitzenden, Fabrikbesitzer Eggers, Hamburg, erzählte der Rektor der Technischen Hochschule Karlsruhe, Geheimrat Rehbock, geschichtlich Interessantes aus seiner eigenen Eisenbaupraxis und gab dann die Ernennung des Vorsitzenden des DEV zum Ehrendoktor der Karlsruher Hochschule bekannt. Dieselbe Ehrung hat, wie der Versammlung mitgeteilt wurde, die Technische Hochschule Stuttgart dem Baurat Karl Bernhard, Zivilingenieur in Berlin, dem der deutsche Eisenbau viel verdankt, erwiesen.[1]) Geheimrat Dr. Dr.-Ing. H. Zimmermann, dem hochverdienten, nimmermüden Forscher, wurde seine eigene Büste unter dem lebhaften Beifall der Versammlung durch den Vorsitzenden des DEV überreicht. Zur wirtschaftlichen Lage sprachen dann Dr. Oelert, Berlin, und Dr. Klönne, Dortmund; sie gaben den wirtschaftlichen Nöten Ausdruck, unter denen auch der deutsche Eisenbau leidet.

Die technisch-wissenschaftlichen Vorträge begannen mit drei Berichten über die Versuchsarbeiten des DEV.

Prof. Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden, führte „über die Ergebnisse von Versuchen mit geschweißten Eisenbauteilen“ im wesentlichen folgendes aus:

Das elektrische Schweißverfahren hat in den letzten Jahren vielfache Anwendung gefunden und das Nietverfahren verdrängt in allen denjenigen Gebieten, wo es vor allem gilt, wasserdichte Verbindungen herzustellen, wie z. B. beim Bau von eisernen Flußschiffen, Gas- und Wasserbehältern, Druckrohrleitungen und dergl.; auch ein kleineres englisches Seeschiff hat sich seit vier Jahren vorzüglich bewährt. Um jedoch das elektrische Schweißverfahren für Eisenkonstruktionen einzuführen, müssen erst folgende Ziele erreicht werden: Vervollkommnung der Schweißarbeit zur Erlangung möglichst gleichmäßiger Güte, Erforschung des Kräftespiels geschweißter Eisenbauteile und die Möglichkeit der Nachprüfung von Schweißstellen. Während die letzte Forderung bisher noch unerfüllbar erscheint, ist durch die Versuche des Deutschen Eisenbau-Verbandes im Dresdner und Dahlemer Materialprüfungsamt ein wesentlicher Fortschritt in der statischen Erkenntnis von Schweißverbindungen erzielt worden, und zwar auf Grund zahlreicher Versuche mit Einzelstäben und Fachwerkträgern bis 9 m Stützweite. In den letzten fünf Jahren konnte die Güte des Schweißverfahrens, wie aus den Güteziffern der Versuche hervorgeht, wesentlich verbessert werden. Besonders hervorragend sind die Ergebnisse unter Verwendung englischer Quasi-Arc-Elektroden, bei denen die Elektrode mit blauem Asbest und einem Aluminiumdraht umwickelt ist. Nach diesem Verfahren sind in diesem Jahre bereits 40 Eisenbahnbrücken in Australien verstärkt worden. Es ist anzunehmen, daß auch in Deutschland das elektrische Schweißverfahren bei Verstärkung von Brücken künftig Anwendung findet, besonders dann, wenn infolge zu kurzer Anschlußlängen an den Knotenblechen andere Lösungen unwirtschaftlich werden.

Dipl.-Ing. Rein, Berlin, führte im wesentlichen folgendes aus: Die im letzten Jahre eingetretene starke Verwendung des neuen hochwertigen Baustahls St 48 für eiserne Brücken gab dem Ausschuß für Versuche im Eisenbau Veranlassung, die Knickspannungslinie für diesen Baustoff in gleicher Weise zu ermitteln, wie dies im Jahre 1924 mit Prüfstäben für St 37 durchgeführt wurde. Als Prüfstäbe wurden wiederum solche rechteckigen Querschnitts von 25 · 40 mm Seitenlänge für die Schlankheitsverhältnisse $\lambda = 40$ bis 100 in unbearbeitetem Zustande verwendet. Geliefert wurden sie von drei verschiedenen Walzwerken, von denen zwei das Material im Siemens-Martin-Ofen und das dritte in der Thomasbirne erzeugten. Bei allen drei Reihen gelang es, bereits aus der ersten Walzung eine genügende Zahl von Prüfstäben mit ungefähr gleichen Materialeigenschaften auszusuchen. Im Gegensatz zu dem bei St 37 angewendeten Verfahren entschloß man sich aber, auf Grund befriedigender Ergebnisse von Vorversuchen, das Material in ungeglühtem Zustande zu den Versuchen zu verwenden. Die an besonderen Materialproben ermittelte Streckgrenze sämtlicher Stäbe schwankte zwischen 2943 und 3311 kg/cm², das Elastizitätsmaß zwischen 2 022 000 und 2 112 000 kg/cm², ein Ergebnis, das diesen Baustoff als wesentlich gleichmäßiger kennzeichnet als St 37.

Die Versuche wurden in einer stehenden 50-t-Prüfmaschine mit bereits früher beschafften, besonders geeigneten Schneidenlagern im Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem durchgeführt. Im elastischen Knickbereich entsprachen die bei diesen Versuchen gewonnenen Bruchlasten genau den Eulerschen Werten. Von hier aus ergeben die Bruchlasten einen sehr scharfen Übergang in die Streckgrenze.

Da die Prüfstäbe von drei verschiedenen Werken stammen, muß dieses Ergebnis als recht günstig angesprochen werden. Ein Vergleich der Versuchswerte mit der in den Reichsbahnvorschriften angenommenen Knickspannungslinie zeigt, daß deren geradliniger Übergang aus der Streckgrenze zur Euler-Hyperbel zwischen $\lambda = 60$ und $\lambda = 100$ eine zu ungünstige Annahme darstellt. Die P-Grenze des St 48 liegt offenbar dicht bei der Streckgrenze, und die bei diesen Knickversuchen erzielten Bruchlasten zeigen deutlich, daß der Übergang von der Streckgrenze zur Euler-Hyperbel besser durch eine Gerade zwischen $\lambda = 60$ und $\lambda = 86$ hergestellt wird.

Vorbehaltlich der weiteren Erprobung dieses Materials ergeben diese Versuche, daß dem deutschen Eisenbau in dem hochwertigen Baustahl St 48 ein Baustoff von großer Gleichmäßigkeit zur Verfügung steht.

Prof. Graf von der Stuttgarter Materialprüfungsanstalt berichtete über die auf Veranlassung des Ausschusses für Versuche im Eisenbau an der Materialprüfungsanstalt Stuttgart ausgeführten Versuche, die den Druckwiderstand zentrisch belasteter Profilstäbe verschiedener Länge ermitteln sollten. In Frage kamen zunächst Versuche mit I-, U- und T-Eisen, später mit gleichschenkligen und ungleichschenkligen L-Eisen. Die Prüfung geschah in einer stehenden Maschine, und dabei wurde derart verfahren, daß zunächst ein etwa 5 m langer Stab bis zur Höchstlast geprüft und dann, in kürzere Stücke aufgeteilt, weiter dem Versuch unterworfen wurde.

Neben der Ersparnis an Material hat dieses Verfahren den Vorteil, daß sämtliche Probekörper aus gleichartigem Material bestehen. Im elastischen Knickbereich fallen die Höchstlasten dieser Säbe mehr oder weniger mit der Euler-Hyperbel zusammen. Die Höchstlasten der kürzeren Stäbe im plastischen Knickbereich bestätigen, daß die Tragfähigkeit mehr oder weniger ungefähr durch die Fließgrenze des Materials bestimmt ist. Größere Abweichungen zeigten hier die geprüften L-Eisen, die die Knickspannungen nach den Annahmen der Reichsbahnvorschriften meistens nicht erreichten.

Im großen ganzen zeigten die Ergebnisse, daß für Flußstahl St 37 der Knickwiderstand solcher Profilstäbe durch die Reichsbahnvorschriften in befriedigender Weise abgegrenzt erscheint, während einzelne L-Eisen im plastischen Bereich durchweg geringere Werte ergaben.

Über „Amerikanische Eisen- und Stahlwirtschaft und wir“ sprachen auf Grund eigener Beobachtungen aus jüngster Zeit Direktor Koppenberg, Riesa, und Oberingenieur Schellewald, Dortmund.

Nach allgemeinen Ausführungen, die die überragende Stellung Amerikas in der Weltwirtschaft beleuchten, und kurzen Angaben über die Gruppierung der amerikanischen Schwerindustrie ging Koppenberg auf die Beschreibung der Haupt-Erzgebiete in Minnesota und der Haupt-Kohlengebiete in Pennsylvania, Kentucky usw. näher ein. Die in ungeheuren Mengen vorhandenen Eisenerze werden im Tagebaubetriebe gewonnen, verladen und verschifft. Man erreicht Jahresförderungen bis zu 59 Mill. t.

Auch an Kohlen hat Amerika ungeheure Vorräte. Die Flöze sind bis 2,40 m mächtig und ermöglichen einen einfachen Abbau. Daher kommt es, daß die Kopf-Schicht-Leistungen in Amerika zwei- bis viermal so hoch sind als in Deutschland.

Die Hochofen und Stahlwerkanlagen zeichnen sich durch einfachen und übersichtlichen Aufbau aus. Alles ist auf äußerste Zweckmäßigkeit und größte Produktion zugeschnitten. Auch die Erzeugung der einzelnen Öfen steht weit über der in Deutschland erreichten. In den Stahlwerken arbeitet man meist nach dem Schrot-Roheisen-Verfahren. Die Anwendung des Bessemer-Verfahrens geht infolge der Erschöpfung der phosphorarmen Erze immer mehr zurück. Das sogen. Duplex-Verfahren hatte hauptsächlich während des Krieges Bedeutung. Im allgemeinen verwendet man feststehende Martinöfen von 80 bis 100 t Inhalt, die monatlich bis 6000 t bringen. Bei den Öfen ist die überreichliche Wasserkühlung, die bei uns bei weitem nicht in dem Umfange gebräuchlich ist, bemerkenswert.

Die amerikanischen Walzwerke sind im Aufbau weitgehend mechanisiert und durch kräftige Ausführung und gute Zugänglichkeit der beanspruchten Teile sehr betriebsicher. Infolge stark unterteilter und stets gleichbleibender Walzprogramme werden Leistungen erzielt, die hoch über den unsrigen liegen. So bringt z. B. eine Blockstraße 200 t/Std. und ein Block- und Schienenwalzwerk (Gary) bis zu 4000 t

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 48, S. 684.

Schienen in 24 Std. In einer Stumpfschweißerei erzeugt man bis 8000 Stück 1"-Rohre in 10 Std. Das Großartigste, das sich auf dem Eisenhüttengebiete denken läßt, ist das Gary-Werk. Der Umfang der Anlagen und die Leistungszahlen muten uns geradezu märchenhaft an. Die Weitläufigkeit der Gesamtanlage und die Großzügigkeit der Einzeleinrichtungen sind nicht gut zu übertreffen. Als Beispiel seien nur die Erzeugungszahlen des Monats März 1925, der allerdings einen Rekord darstellte, angeführt: Es wurden 227 000 t Roheisen und 334 700 t Stahl erzeugt. Die Belegschaft des Werkes beträgt 15 000 Mann. Die Gießereien sind viel mehr mechanisiert als bei uns. Allgemein verwendet wird die sogen. Sandslingermaschine, die beim Einformen das Zehnfache der Handarbeit leistet. Im Eisenbahnbetriebe fallen die riesigen Lokomotiven auf. So hat z. B. die Mallet-Type ein Dienstgewicht (ohne Tender) von 250 t und eine Leistung von 4000 PS. Die Wagen haben einen Fassungsraum bis zu 120 t.

Im Eisenbau waren wir den Amerikanern bis vor kurzem noch überlegen. Heute haben sie uns nicht nur eingeholt, sondern sind uns auch in manchem — wie z. B. Material (High Silicon Steel mit 0,35 % Si oder Kupferstahl mit 0,15 bis 0,25 % Cu) und den Herstellungsverfahren, die von den unsrigen ziemlich erheblich abweichen — überlegen. Die Leistungen der amerikanischen Eisenbauanstalten liegen weit über denen der deutschen. Die Monatserzeugung der American Bridge Co. beträgt z. B. bei einer Belegschaft von 1700 bis 1800 Mann 10 000 bis 20 000 t.

Für den Autobau werden in Amerika unmittelbar und mittelbar etwa 22 % der gesamten Stahlerzeugung verbraucht. 17 Mill. Kraftfahrzeuge sind zurzeit in den Vereinigten Staaten in Betrieb, d. h. es kommt auf je 6 bis 7 Personen ein Automobil (in Deutschland auf etwa 360). 60 Fabriken erzeugen jährlich 3,3 Mill. Kraftwagen, von denen allein Ford fast 50 % herstellt. In den Fordwerken verläßt fast jede Minute ein fertig zusammengebauter Wagen das Band. Die Herstellung und Montage ist dabei bis in die kleinsten Handgriffe zerlegt. Nur die riesige Produktion und der Umstand, daß Ford, vom Erz angefangen, nahezu alle Materialien selbst erzeugt, machen es möglich, Selbstkosten zu erzielen, die den gewinnbringenden Verkauf eines Wagens mit 265 $ gestatten.

Zum Schluß wies Koppenberg noch auf die sozialen Verhältnisse in Amerika, die „Safety"-Bestrebungen und das sogen. Teamwork hin. Amerika ist uns nicht nur durch seine ungeheuren Naturschätze, das große geschlossene Absatzgebiet und die vollendete Mechanisierung der Erzeugungsverfahren überlegen. Man versteht es auch, durch entsprechende Menschenwirtschaft das soziale Moment, das bei uns so störend wirkt, auszuschalten. Man tut sehr viel für die Sicherheit der Arbeiter im Betrieb und trachtet, alle zur Zusammenarbeit zu erziehen. Dabei spielt das psychologische Moment eine große Rolle. Überall sind Aufschriften und Schlagworte angebracht, die zur Vorsicht mahnen und in drastischer Weise die Folgen der Unachtsamkeit zeigen. Durch Safety-Kommissionen und den Werkleiter selbst wird in Filmvorführungen und Vorträgen auf die Gefahren im Betrieb und ihre Vermeidung hingewiesen. Der Erfolg dieser Bestrebungen zeigt sich am deutlichsten daran, daß die Zahl der Unfälle seit dem Jahre 1916 um 56 % gefallen ist. Auf 1000 Arbeiter kommen heute in Amerika 10 Unfälle, in Deutschland dagegen 17.

Das Teamwork — die Zusammenarbeit — wird durch die Werkzeitungen, die besondere Ereignisse bei den Werkangehörigen u. dergl. mehr bringen, unterstützt; immer wieder wird betont und gezeigt, daß alle Angestellten und Arbeiter eines Unternehmens eine große Familie sind. Dementsprechend ist auch das Verhältnis zwischen Vorgesetzten und Untergebenen kameradschaftlich, fast herzlich. Es gibt wohl Klassenunterschiede, aber keine Klassengegensätze. Überall herrscht der Wille zu positiver Arbeit und zum Aufbau.

Aus all diesen Umständen ist es erklärlich, daß Amerika die Stellung in der Weltwirtschaft, die es heute einnimmt, erringen konnte.

Oberingenieur Schellewald sprach zunächst über die Größe des Bedarfs an Eisenkonstruktionen in den Vereinigten Staaten, der den deutschen um ein Vielfaches übertrifft. Überaus große Mengen werden für den Bau der Hochhäuser benötigt, deren Zahl in allen größeren und mittleren Städten in erstaunlicher Weise zunimmt. Der amerikanische Eisenbau hat sich unter diesen Verhältnissen in anderer Richtung entwickeln müssen als in Deutschland; er strebt nach möglichster Vereinheitlichung und nach Massenanfertigung. Der Vortragende ging im Anschluß hieran auf die Arbeitsweisen der technischen Bureaus in den Eisenbauwerken über, die sich fast ausschließlich mit der Herstellung der Werkstattzeichnungen befassen und die Aufstellung von Entwürfen den Zivilingenieuren überlassen. Die Werkstattstechnik in den Vereinigten Staaten unterscheidet sich in vielfacher Hinsicht von der deutschen. Die amerikanische Anschauung, daß das Lochen für alle Arten von Bauwerken, auch für Brücken, zulässig ist, drückt den Werkstätten ihren Stempel auf. Die Lochtechnik ist hervorragend entwickelt; auch die übrigen Arbeitsgänge, vor allem der Zusammenbau und das Nieten, weichen mehr oder weniger von den unsrigen ab. Die Leistung der Maschinen und der Menschen ist eine größere als in Deutschland.

Die Aufstellung der Eisenkonstruktionen in Amerika bietet durch seine vorzüglichen Leistungen manches Beachtenswerte, obwohl die Arbeitsverfahren die gleichen sind wie bei uns.

Einige bemerkenswerte Eisenbauten der neueren Zeit führte Prof. Müllenhoff, Aachen, an Hand von Lichtbildern vor: das Hochhaus in Aachen, die Funktürme in Witzleben und Assel, einige moderne Hallenbauten (eine Brikettlagerhalle im Rheinhafen Karlsruhe, ferner eine in mehreren Fällen verwendete genormte Halle und eine aus zwei alten Flugzeughallen gebildete Lagerhalle), die Brücken-Neu- und Umbauten der Elbbrücke in Hämerten, der Rheinbrücken in Düsseldorf und Duisburg-Hochfeld und der Freihafenbrücke in Hamburg. In den Erläuterungen zu den Lichtbildern wurde auf die dem Eisenbau eigentümlichen Vorzüge hingewiesen.

An diese technischen Vorträge, die in der Verbandzeitschrift des DEV, dem „Bauingenieur", erscheinen werden, schloß sich noch ein bemerkenswerter Vortrag von Geh. Regierungs- und Ministerialrat Kastl, Berlin, über Wirtschaftfragen und Wirtschaftsorgen der Gegenwart an. M.-L.

Die Hundertjahrfeier der Technischen Hochschule zu Karlsruhe. Im Oktober 1825 entstanden durch die Zusammenlegung der vom Altmeister der Ingenieure Gottfried Tulla (1770 bis 1828) gegründeten Ingenieurschule mit der Bauschule des Baukünstlers Friedrich Weinbrenner (1766 bis 1826) als polytechnische Schule, konnte nach hundertjähriger Entwicklung die Technische Hochschule Fridericiana in den Tagen vom 27. bis 31. Oktober d. J. ein Jubelfest feiern. Sie hatte auch allen Grund dazu. Haben doch Männer an ihr gewirkt, deren Namen in der Geschichte der Technik für alle Zeiten eingetragen sind: u. a. außer den beiden obengenannten die Maschinenbauer Redtenbacher und Grashof, die Bauingenieure Baumeister und Engeßer, die Baukünstler Durm und Schäfer, die Physiker Hertz und Arnold, die Chemiker Lothar Meyer und Engler! Sind doch rd. 30000 Studierende aus ihr hervorgegangen, die sich hier das Rüstzeug für ihre fachliche Betätigung erworben haben und von denen eine große Zahl im Reiche der Technik Bahnbrechendes geleistet haben. Es sei nur an die Haberschen Erfolge der Gewinnung von Stickstoff aus der Luft zu kriegerischer Zerstörung und menschlicher Ernährung erinnert.

Als Rektor für das Jubeljahr war der Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. ehr. Th. Rehbock gewählt worden; sein Name gab die Bürgschaft für ein Gelingen der Feier, die einen glänzenden Verlauf nahm. Sie erhielt weltgeschichtliche Bedeutung. Nicht nur die Rektoren der Technischen Hochschulen und Universitäten, die Vertreter der Akademien, wissenschaftlichen Vereine und Industrieverbände aus ganz Deutschland waren erschienen, die sämtlichen europäischen Staaten mit Ausnahme von Belgien, Frankreich und dessen Schleppenträgern im Osten, die allerdings auch nicht geladen waren, hatten Abgeordnete entsandt. Von außereuropäischen Staaten hatten sich Professoren der nordamerikanischen Hochschulen von Baltimore und Kalifornien, von Rio de Janeiro, Tokio und Nanking und die Vorsitzenden des Ingenieurvereins in Washington und New York eingefunden. Deren Glückwünsche in Wort und Schrift bei dem akademischen Festakte im Landestheater legten Zeugnis ab von der Anerkennung der Leistungen Deutschlands in der Wissenschaft und Technik, die es an führende Stelle gebracht haben. Aus den in deutscher Sprache gehaltenen Reden des Vertreters der Universität Oxford, des Amerikaners, des Japaners und des lebhaften Russen, des Vorsitzenden der Akademie der Wissenschaften in Leningrad, sprach die Hochachtung und Würdigung deutschen Strebens. Anderseits bekamen aber auch die Abgesandten des Auslandes bei den zahlreichen Reden der deutschen Vertreter der Behörden, der Rektoren, der Vertreter der Wissenschaft und Industrie sowie nicht zuletzt der Studierenden bei dem Festakte und Festmahl, bei Gefallenendenkmalenthüllung, Fackelzug und Festkommers warme Töne vaterländischer Begeisterung und berechtigten Stolzes zu hören. Mit Jubel aufgenommen wurde selbstverständlich die Zugehörigkeitserklärung zu Deutschland seitens des Sprechers der österreichischen Hochschulen und das Treubekenntnis von $3^1/_2$ Millionen Deutschen in der Tschechoslowakei durch den Mund des Rektors Payr der Deutschen Technischen Hochschule in Prag, auch namens der dortigen Deutschen Universität.

Den Glanzpunkt auf dem Kommers bildete die von vaterländischem Geiste getragene zündende und hinreißende Rede des Kieler Universitätsprofessors Dr. Scheel, die, mit lautloser Stille angehört, einen Sturm der Begeisterung auslöste. Und beim Festessen nahm der zum Ehrenbürger der Fridericiana ernannte Forscher Sven Hedin Veranlassung, die Kriegsschuldlüge und das Schmachdiktat von Versailles in scharfen Worten zu brandmarken.

Mit einem Ausfluge an das Murgwerk und die im Bau befindliche Schwarzenbachsperre und anschließender Abendunterhaltung im Kon-

versationshaus in Baden-Baden klang das Fest aus, das allen Teilnehmern in begeisterter Erinnerung bleiben wird. An der Hochschule selbst werden dauernd daran erinnern: Die in dem von Professor Läuger entworfenen Ehrenhofe von der Künstlerhand Albickers geschaffene überlebensgroß hochragende Pallas Athene mit schützendem Schild und gesenktem Speer als Heldenmal für die gefallenen Hochschulangehörigen, in dessen Sockel die Namen von einem Professor (Ostendorf), einem Assistenten, einem Beamten und 203 Studierenden (1870/71 sechs) eingegraben sind; eine staatliche Jubiläumsspende von 150 000 R.-M., deren Zinsenertrag unbemittelten Studenten zugute kommen soll; ein von der Stadt Karlsruhe zu erbauendes Stadion zur körperlichen Ertüchtigung und zum Sportbetrieb; eine von 567 Freunden, meist ehemaligen Studierenden der Technischen Hochschule gestiftete Ehrengabe von 689 000 R.-M. zur Förderung der hohen Ziele der Anstalt. C.

Unterwassertunnel Liverpool—Birkenhead. In Ergänzung der vorläufigen Angaben in der „Bautechnik" 1925, Heft 8, S. 93 sei mitgeteilt, daß die Parlamentsgenehmigung zur Erbauung dieses Straßentunnels unter dem Mersey nunmehr vorliegt und daß sein Bau unverzüglich in Angriff genommen werden wird. Der Tunnel soll den äußerst lebhaften Fährbootverkehr zwischen beiden Schwesterstädten erleichtern und beschleunigen. Als Kreuzungsstelle wurde die schmalste Flußstrecke gewählt, die zwischen 900 und 1100 m Breite (3000 bis 3600 Fuß engl.) hat und sich beiderseits rasch stark vergrößert. Zugleich grenzt hier auch das Hauptverkehrsgebiet beider Städte an, von dem große Verkehrsstraßen in die Außenbezirke ausstrahlen (s. den Lageplan).

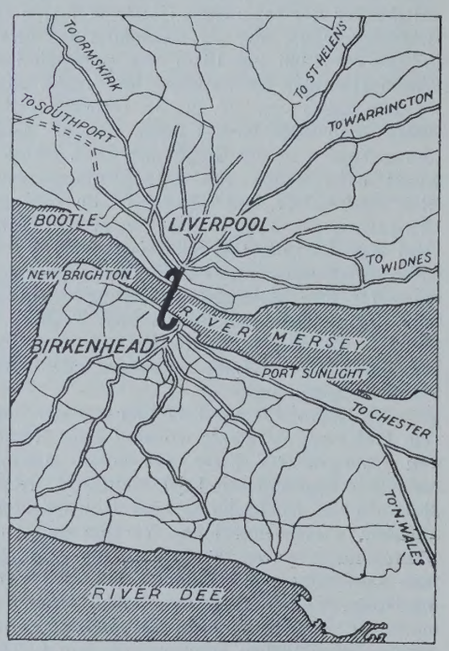


Abb. 1. Lageplan.

Schon alle früheren Kreuzungspläne haben wegen der sehr günstigen Bodenverhältnisse mit einem Tunnel gearbeitet. Das Flußbett zeigt zum größten Teil Sandsteinboden. Deshalb hat man sich auch im Gegensatze zu New York für nur eine Tunnelröhre von großem Durchmesser entschieden. In New York dagegen hatte der Verkehrsausschuß für den jüngsten Hudson-Tunnel zwei kleinere, selbständige Tunnelröhren gewählt, in Rücksicht darauf, daß Triebsand zu durchfahren sei.

Die Abmessungen des Mersey-Tunnels sind nach der Verkehrsleistung und Breite einer Hauptstraße in Liverpool festgesetzt worden: 4 Wagenbreiten mit 11,0 m Fahrbahnbreite zwischen den Bordkanten, 24 000 Fahrzeuge in einem Tage von 12 Stunden oder 8 000 000 im Jahre. Hieraus ergab sich ein innerer Durchmesser der Röhre von 13,4 m. Der Querschnitt wurde nach Abb. 2 gebildet. Der Raum unter der Straßenfahrbahn ist für eine zweigleisige Schnellbahn vorgesehen, obwohl deren Bau zurzeit noch nicht in Aussicht genommen ist.

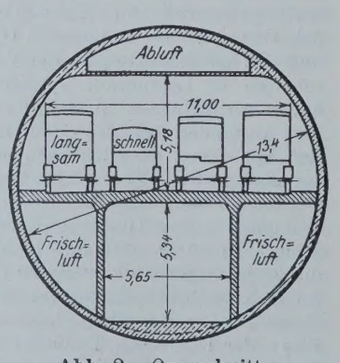


Abb. 2. Querschnitt.

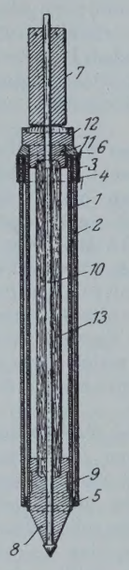
Die Tunnelröhre wird aus gußeisernen Ringen zusammengesetzt und innen mit einer dünnen Betonschale ausgekleidet. Alle Hohlräume zwischen Tunnelröhre und dem umgebenden Sandsteinfelsen werden mit Zementmörtel ausgespritzt, so daß eine vollständig satte Anlagerung entsteht. Die Spritzlöcher im Rohrmantel werden verschraubt. Der Bau des Hauptrohrteils unter dem Mersey soll von zwei Schächten vom Ufer aus bewirkt werden. Im Schacht auf der Liverpooler Seite teilt sich, wie Abb. 1 zeigt, der Haupttunnel in zwei Zugangstunnel, einer nach dem Hafenviertel zurückgeführt, der andere nach dem Stadtinnern.

Die größte Steigung auf den Rampen beträgt 1 : 30, wo schwerer Verkehr, 1 : 20, wo leichter Verkehr anfällt (Liverpool). Da die Wagen in der Hauptsache Kraftwagen sein werden, ist die Lüftung besonders reichlich vorgesehen: 2000 Wagen stündlich sind zugrunde gelegt worden. Die Luft wird nicht in der Länge des Tunnels, sondern vorwiegend von unten nach oben durchgesaugt werden, damit kein Luftzug entsteht. — Der neue Tunnel wird die erste unmittelbare Schienen- und Straßenverbindung zwischen den lebhaften Industrie- und Handelsgebieten beiderseits des Unterlaufs des Mersey sein, der mit seinen besonders starken Schwankungen des Wasserspiegels durch die Gezeiten ein empfindliches Verkehrshindernis bildet.

Die Bausumme ist auf 5 000 000 £ veranschlagt worden. Gl.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.



Verfahren und Einrichtung zum Einrammen von fernrohrartig ineinandergleitenden Vortreibrohren (Kl. 84c, Nr. 412 848 vom 21. 12. 1920 von Edgard Frankignoul in Lüttich). — Das Verfahren besteht darin, daß der Rammbär zunächst auf das obere Ende sämtlicher Rohre, dann nacheinander auf das Ende aller weiter einzurammenden Rohre schlägt. Zur Ausübung des Verfahrens dient ein Druckstück 13 aus Holz, das den Treibkopf und den Schlagkopf miteinander verbindet. Das Verfahren hat den Vorteil, daß geringerer Energieaufwand notwendig ist und der Schlag weniger stark zu sein braucht.

Verfahren zum Herstellen von Preßbetonkörpern (Kl. 84c, Nr. 417 327 vom 26. 1. 1923 von August Wolfsholz in Berlin-Schöneberg). — Es besteht darin, daß man das gasförmige oder flüssige Druckmittel bei stetem Wechseln ihrer Spannungen unmittelbar auf den herzustellenden Betonkörper einwirken läßt und die Spannungsänderungen durch stoßweises Öffnen und Schließen einer Ausblasevorrichtung hervorgerufen werden. Bei der Herstellung von Preßbetonpfählen wirken die durch den steten Wechsel der Spannung des Druckmittels erzeugten Schläge nicht nur auf die im Bohrrohr anstehende flüssige Betonmasse, sondern auch auf die Untergrundschichten, so daß ein solcher Pfahl fest in den Untergrund eingetrieben wird.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Dr. jur. Genest, bisher bei der R. B. D. Halle (Saale), zur R. B. D. Münster (Westf.), Schopf, Vorstand des E. W. A. Rottweil, als Vorstand zum E. M. A. Tübingen, Franz, Vorstand des E. B. A. Warburg (Westf.), als Vorstand zum E. B. A. 2 Halle (Saale), Zoller, Vorstand des E. B. A. 1 Glogau, als Vorstand zum E. B. A. 1 Breslau, Schlunk, Vorstand der Eisenbahnbauabteilung Senftenberg, als Vorstand zum E. B. A. Warburg (Westf.), und Harre, bisher beim E. B. A. 2 Leipzig, als Vorstand zum E. B. A. 1 Glogau, sowie Reichsbahnbaumeister Schuhmacher, bisher beim E. M. A. 5 Berlin, zum E. Z. A. in Berlin als Abnahmebeamter.

Überwiesen: Reichsbahnoberrat Meilicke, Vorstand des E. B. A. 1 Breslau, als Mitglied zur R. B. D. Breslau.

Gestorben: die Reichsbahnräte Dr. phil. Dr.-Ing. Schmitz, Vorstand des E. B. A. 2 Köln-Deutz, und Erwin Rosenthal, Mitglied der R. B. D. Königsberg (Pr.).

Bayern. In etatsmäßiger Weise sind befördert: der Bauamtmann beim Landbauamt Bayreuth W. Reichenbach zum Oberbauamtmann und Vorstand des Landbauamtes Speyer, der Bauassessor bei der Regierung von Unterfranken G. Stummer zum Bauamtmann beim Landbauamt Bayreuth.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Adolf Rohrmann (Wasser- und Straßenbaufach); — Dr.-Ing. Walther Schaar (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

INHALT: Über Luftdruckgründung mit Eisenbeton-Senkkasten. — Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim. (Schluß.) — Technik des nordamerikanischen Straßenbaues. (Schluß.) — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Eisenbau-Verbandes in Karlsruhe am 27. Oktober 1925. — Hundertjahrfeier der Technischen Hochschule zu Karlsruhe. — Unterwassertunnel Liverpool—Birkenhead. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 27. November 1925 Heft 51

Alle Rechte vorbehalten.

Neuerungen im Landstraßenbau.

Von Landesoberbaurat a. D. Geh. Baurat Nessenius, Hannover.

Als etwa um die Mitte des vorigen Jahrhunderts die Eisenbahnen die Träger des großen Verkehrs wurden und der im Schneckengange fortbewegte alte Frachtwagen nach und nach verschwand, blieben die Landstraßen nur noch die Zubringer der Eisenbahnen und die Vermittler des Ortsverkehrs. Aber mit dem Aufschwunge des Handels und der Industrie nach dem Kriege von 1870/71 und der damals einsetzenden intensiveren Bodenbewirtschaftung nahm der Verkehr wieder zu, so daß eine Verbesserung der Straßen geboten schien, obgleich ihnen der große Durchgangsverkehr noch fernblieb.

Das Kleinpflaster.[1]) In diese Zeit fielen in der norddeutschen Tiefebene die Anfänge des Kleinpflasters. Von der Tatsache ausgehend, daß die größeren Steinschlagstücke nach einigen Jahren aus der Oberfläche der Steinbahnen hervorragen, während neben ihnen die kleineren durch den Verkehr zerdrückt sind, kam 1885 der Baurat Gravenhorst in Stade auf den Gedanken, auf alten, abgenutzten, entsprechend vorgerichteten Steinschlagbahnen an Stelle der üblichen Decken aus den bestgeformten Steinstücken auf einer möglichst dünnen Bettungsschicht aus Kies oder scharfem Sande Pflaster von 4 bis 6 cm Höhe herzustellen, das er als „Steinschlagpflaster“ bezeichnete. Die neue Pflasterung, die inzwischen die Bezeichnung „Kleinpflaster“ erhalten hatte, verbreitete sich schnell, da sie sich in der Heimatprovinz Hannover bewährte. Im Winter 1896/97 waren in den preußischen Provinzen, zum Teil auch in den außerpreußischen Bundesstaaten im ganzen 219,4 km Kleinpflasterbahnen, meistens aus geringwertigen Findlingen (nordischen Geschieben) vorhanden. Es zeigte sich aber bald, daß festere, besser bearbeitete Steine von größeren Abmessungen trotz des erheblich höheren Preises vorteilhafter waren, und so entwickelte sich nach und nach das jetzt übliche Kleinpflaster, mit dem am 1. April 1924 allein auf den preußischen Provinzialstraßen und den von den preußischen Provinzen übernommenen oder verwalteten Kreis- und Gemeindestraßen 3619 km = rd. 7 % der Gesamtlänge ausgestattet waren.

Unter dem Verkehr der eisenbereiften schweren Lastkraftfahrzeuge litt das Kleinpflaster allerdings durch gelegentliche Zertrümmerung einzelner Steine und Kantenabsplitterungen. Das führte in der Rheinprovinz, wo man mit besonders schwerem Verkehr zu rechnen hatte, zur Herstellung des sogenannten Mittelpflasters, das sehr teuer wurde und sich nicht einbürgerte. Nachdem aber die Eisenbereifung verschwunden ist, erweist sich das Kleinpflaster auch bei schwerem Lastkraftverkehr als ausreichend kräftig, so daß der Deutsche Straßenbauverband in seiner Hauptversammlung in München 1922 aussprach: „Das Kleinpflaster hat sich als eine gute, dauerhafte Fahrbahnbefestigung für Straßen mit lebhaftem Kraftwagenverkehr, sowie mit Lastkraftwagenverkehr und sonstigem schweren Verkehr bewährt“.

Die Höhe der tunlichst würfelförmigen Steine wird nach der Schwere des Verkehrs zu 7 bis 9, 8 bis 10, 9 bis 11 oder auch sogar 10 bis 12 cm genommen; letzteres Pflaster bildet schon den Uebergang zum Mittelpflaster. Als Bettungsstoff ist reiner Kies, lehmfreier grober Sand oder Steingrus zu verwenden. Die frische Bettung muß nachgiebig sein; die Kleinpflastersteine müssen sich hineindrücken können, damit ihre Fußfläche, wenn die Bettung hart geworden ist, nicht mit einzelnen Teilen aufliegt, sondern in ihrer ganzen Ausdehnung gleichmäßig unterstützt wird. Der oft gebrauchte Ausdruck, daß die Unterbettung „elastisch“ sein müsse, damit die Kleinpflastersteine nicht wie „auf dem Amboß“ durch den Verkehr zertrümmert werden, ist nicht gut gewählt. Unter dem fertiggerammten Pflaster soll als Polster eine höchstens 2 cm starke Bettungsschicht verbleiben.

Trotz der Bewährung des Kleinpflasters ist es geboten, zu versuchen, ob nicht ein ausreichender billigerer Ersatz zu finden ist, da infolge der übergroßen Nachfrage die Preise für die Kleinpflastersteine und ebenso die Pflasterlöhne zurzeit eine übertriebene Höhe erreicht haben.

Die Straßengleise. Gegen Ende des vorigen Jahrhunderts beschäftigte man sich lebhaft mit der Frage, ob man unzureichende Straßen mit schwerem, nicht zu lebhaftem Verkehr durch das Einlegen von Spurgleisen unter Aufwendung verhältnismäßig geringer Geldmittel so weit verbessern könne, daß der völlige Umbau sich erübrige. Zugleich wollte man dabei im Interesse des Verkehrs den Zugwiderstand der Straße möglichst herabsetzen, um an Zugkraft zu sparen. Man verlegte beispielsweise in geringwertigem Pflaster Streifen aus Zementblöcken. Auch stellte man Pflasterstreifen in Steinschlagbahnen her. Aber das Ergebnis war unbefriedigend, da die Fahrzeuge nicht genügend Spur hielten und der Anschluß der Fahrbahn an das Gleis zu schnell schadhaft wurde.

Auch eiserne Straßengleise versuchte man einzuführen[2]) und kam nach langen Versuchen mit verschiedenen Schienenquerschnitten zu einer Barrenschiene mit einer rd. 18 cm breiten Lauffläche und einer 10 mm hohen Führungsrippe, die einerseits die Fahrzeuge im Gleise festhalten, anderseits aber das Verlassen des Gleises beim Ausweichen nicht zu sehr erschweren sollte. Im Jahre 1914 waren allein in der Provinz Hannover 63,885 km Straßengleise vorhanden (44,870 km auf Provinzialstraßen, 19,015 km auf Kreisstraßen). Aber die Straßengleise, die sich unter bestimmten Verhältnissen großer Beliebtheit erfreuten, wurden bei der neuesten Verkehrsentwicklung schnell überholt, weil die Schienen bei lebhafterem Verkehr sich als unbequeme Hindernisse bemerkbar machten, da die Spurweiten der die Straßen benutzenden Fahrzeuge zu verschieden waren, und weil an den vorstehenden scharfen Führungsleisten die Gummibereifungen der Kraftfahrzeuge Schaden litten. Auch erwies sich die starke Rostbildung an der Unterseite der Schienen als Übelstand.

Als der Kleinbahnbau begann, dachte man daran, die Landstraßen unter entsprechender Gestaltung des Querschnitts zum Verlegen von Kleinbahngleisen in Anspruch zu nehmen, aber man machte hierbei recht schlechte Erfahrungen. Die Erschwerung der Unterhaltung und Entwässerung der Straßen, die Schwierigkeit der Durchführung von Kleinbahnen durch die Ortschaften auf den vorhandenen Straßen sowie die unvermeidlichen gegenseitigen Störungen und Behinderungen des Straßen- und des Kleinbahnverkehrs führten bald dahin, daß man auf die Benutzung des Straßenkörpers verzichtete und die Anlage der Kleinbahnen auf eigenem Boden vorzog.

Die Automobilstraßen. Durch den ungeahnten Aufschwung des Kraftwagenverkehrs gelangten die Landstraßen — ich betone, daß die Besprechung der städtischen Straßen die Grenzen dieses Aufsatzes überschreiten würde — zu neuer Bedeutung und rückten wieder in den Vordergrund des öffentlichen Interesses. Eine ganz neue Aufgabe, die die einschneidendsten Maßnahmen erforderlich macht, wurde den Straßenbaupflichtigen gestellt: die Aufgabe, das in Menschenaltern ausgebaute Landstraßennetz den Anforderungen des neuzeitlichen Verkehrs anzupassen, deren Erfüllung hoffentlich in nicht zu langer Zeit mit wirtschaftlich tragbaren Aufwendungen zu ermöglichen sein wird, wenn die Kraftfahrzeuginteressenten auch ihrerseits durch geeignete Maßnahmen zur Verringerung der Inanspruchnahme der Straßen beitragen.

Der Bau besonderer für den Kraftverkehr bestimmter Automobildurchgangsstraßen, die bei völlig neuer Linienführung auf kürzestem Wege unter Umgehung kleinerer Ortschaften wichtige Verkehrszentren verbinden, ist im Auslande schon vielfach durchgeführt und auch bei uns in verkehrsreichen Gegenden wiederholt angeregt. Ob und wieweit aber bei unseren unübersehbaren, schwierigen wirtschaftlichen Verhältnissen diesen Bestrebungen Folge gegeben werden kann, soll hier nicht untersucht werden. Jedenfalls ist die Frage viel brennender, wie die alten Straßen, soweit sie durch lebhaften Kraftwagenverkehr in Anspruch genommen werden, umzubauen sind, damit sie den Anforderungen der neuesten Zeit genügen und den Kraftwagen die volle Entfaltung ihrer Leistungsfähigkeit gestatten.

Die Frage der Ausgestaltung neu anzulegender Automobilstraßen ist in den letzten Jahren viel erörtert, und insbesondere haben die internationalen Straßenkongresse — auf deren Drucksachen hier verwiesen werden möge — sich eingehend damit beschäftigt. Die weitgehenden für den Neubau gestellten Forderungen wird man aber beim Umbau bestehender Straßen nicht erfüllen können, denn diesen werden auch nach der besseren Instandsetzung der Fahrbahnen die alten Mängel hinsichtlich der Linienführung, der Anschlußwege, der Kreuzungen usw. mehr oder weniger anhaften. Man wird nach Möglichkeit besondere

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 39, S. 513; ferner Heft 47, S. 663.

[2]) Vergl. den Aufsatz „Die eisernen Straßengleise in der Provinz Hannover“ in der „Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau“ 1911, Nr. 9 u. 10.

Hindernisse an einzelnen Stellen, wie zu geringe Breiten, zu scharfe Krümmungen und zu starke Steigungen, zu beseitigen haben und vielleicht an Stelle einer durch eine Ortschaft hindurchführenden ungenügenden Hauptstraße eine Umführungsstraße bauen können. Im übrigen aber wird man sich zurzeit auf die Umgestaltung der für lebhaften Kraftwagenverkehr ungeeigneten Straßendecken beschränken und die für den früheren langsamen Verkehr mit Pferdefuhrwerk geeigneten, jetzt aber versagenden, mit Wasser gebundenen Schotterdecken, dann aber auch die noch vorhandenen alten mangelhaften Steinpflasterungen durch bessere Fahrbahnen ersetzen müssen.

Hierbei kommen — außer gutem Pflastermaterial — als Baustoffe Teer, Asphalt (Bitumen) und Zement in Betracht.

Die Teerstraßen. Die Verwendung von Teer zu Straßenbauzwecken reicht im Auslande bis in die Mitte des vorigen Jahrhunderts zurück, aber es blieb damals bei einzelnen Versuchen, die erst im Anfange dieses Jahrhunderts wieder aufgegriffen und nachdrücklich weiterverfolgt wurden. In Preußen wurden die ersten Versuche, die in die Jahre 1891 bis 1893 fallen, in Köln gemacht. Erst 1903 mit dem Einsetzen des Kraftverkehrs beginnen die staatlichen Bauverwaltungen — in Preußen die Provinzialverwaltungen, denen die alten Staatsstraßen überwiesen sind —, vor allem die Straßenbauverwaltung der Rheinprovinz, mit der Verwendung von Teer (Bericht des Landesoberbaurats Quentell-Düsseldorf in der Hauptversammlung des Deutschen Straßenbauverbandes in München 1922). Man verfolgte dabei einen doppelten Zweck: zuerst die Bekämpfung der durch den Kraftverkehr bis zu schweren Belästigungen gesteigerten Staubbildung und weiter die Verlängerung der Dauer der Schotterbahnen. In der Zeit von 1908 bis zum Kriege erstreckten sich z. B. in Bayern die Staubbekämpfungsarbeiten auf insgesamt 121 km Staatsstraßen, von denen 89 km mit Teer, 32 km mit hygroskopischen Salzen behandelt waren (Bericht des Ministerialrats Greuling-München in der Hauptversammlung des Deutschen Straßenbauverbandes in München 1922). Letzteres führte jedoch nicht zu einem brauchbaren Ergebnis. Wenn auch die Kosten für die einzelne Besprengung verhältnismäßig gering waren, so erreichten sie doch, da die Besprengung mit jedem stärkeren Regenguß wieder verlorenging und deshalb zu oft wiederholt werden mußte — während der Sommermonate 10- bis 12mal —, fast die Höhe der Kosten der Oberflächenteerung, ohne deren nachhaltige Wirkung auch in bezug auf die Erhöhung der Haltbarkeit der Fahrbahndecke zu bieten.

Die Verwendung des Teers zu Straßenzwecken hörte in Deutschland während des Krieges fast ganz auf, nicht nur wegen der hohen Preise, sondern wegen der Beschlagnahme der Teererzeugnisse für Heereszwecke, so daß man sogar auf früher geteerten Straßen wieder zur gewöhnlichen Unterhaltung zurückkehren mußte. Nach dem Kriege ist die Verwendung des Teers lediglich zur Staubbekämpfung nur in geringem Umfange wieder aufgenommen und findet fast nur noch unter besonderen Umständen statt — so z. B. aus gesundheitlichen Gründen in der Umgebung von Kurorten und Erholungsstätten —, da man Ausgaben, die doch einem gewissen Luxus dienen, unbedingt vermeiden muß. Mit großem Nachdruck ist dagegen die Frage der Teerung aus wirtschaftlichen Gründen wieder aufgegriffen, soweit man eine Herabsetzung der Straßenkosten dadurch zu erreichen hofft.

In der Form, wie er in den Gasanstalten und Kokereien gewonnen wird, hat sich jedoch der Teer nicht bewährt, weil er Stoffe enthält, die seine Dauerhaftigkeit im Straßenbau stören, und hierauf sind wohl hauptsächlich die anfänglichen Mißerfolge zurückzuführen. Der Teer besteht aus Pech, leichten und schweren mineralischen Ölen und Wasser und enthält außerdem noch etwa 18% Kohlenstoff und ungefähr 2% Asche. Das Ammoniakwasser und die leichten Öle müssen entfernt werden, so daß Pech und Anthrazenöl übrigbleiben. Diese müssen in einem ganz bestimmten Verhältnis gemischt sein, da die Masse weder bei heißem Wetter zu weich, noch bei Frost zu spröde werden darf. Bei Oberflächenteerungen empfiehlt sich ein Gemisch von 50 bis 55% Pech und 50 bis 45% Anthrazenöl, bei Innenteerungen 70% Pech und 30% Öl.

Drei Arten der Teerung sind zu unterscheiden: die Oberflächenteerung, das Teermörtelverfahren und die Herstellung von Teermacadam.

Für die Oberflächenteerung werden die Straßen zunächst gründlich von Staub und Schmutz gereinigt. Dann wird der Teer entweder, nachdem er in einem an der Baustelle befindlichen Ofen auf 150 bis 180° erhitzt ist, mit Schöpflöffeln aufgebracht und mit Besen ausgebreitet oder in fahrbaren Maschinen erwärmt und von diesen auf der Steinbahn gleichmäßig verteilt. Die geteerte Strecke wird mit feinem Splitt oder Sand abgedeckt. Der Materialverbrauch wird in der Rheinprovinz für die erstmalige Teerung auf 1,8 kg/m², bei wiederholter Teerung auf 1,3 kg/m² angegeben. — Die einfache Oberflächenteerung ist bei leichtem Verkehr — auch von leichten Personenautos — angebracht. Bei schwerem Verkehr wird aber die Teerschicht bald zerdrückt und blättert ab, da sie zu locker auf der Steinschlagdecke liegt und mit dieser nicht einheitlich verbunden ist. Um das Abblättern zu verhindern und eine innigere Verbindung mit dem Steinschlage herzustellen, so daß genügende Haltbarkeit auch bei stärkerer Inanspruchnahme der Straße erzielt wird, führt man neuerdings die Oberflächenteerung auch in zwei Einzelteerungen aus die erste — auch Vorteerung genannt — mit einem dünnflüssigen Stoffe, der möglichst tief in das Steinmaterial eindringen soll, die zweite mit einem festeren Teer, wie er schon früher verwandt wurde. Das Verfahren soll sich bewähren.

Das Teermörtelverfahren besteht darin, daß die neu gewalzte, noch lose Steinschlagdecke mit heißem Sandteermörtel übergossen wird, der möglichst tief eindringen soll. Nach Einbringung des Teers wird die Decke fertiggewalzt, mit Splitt abgedeckt und mit einer Oberflächenteerung versehen. Auch kann das Penetrations- oder Durchdringungsverfahren zur Anwendung kommen, bei dem ein Teer- (oder Bitumen-) Präparat ohne Sandbeimischung verwandt wird.

Zur Herstellung von Teermacadamdecken wird der aus geeignetem Steinmaterial hergestellte Kleinschlag von erdigen Bestandteilen völlig gesäubert, getrocknet und in Mischmaschinen mit der Teermasse vermengt, so daß die einzelnen Stücke ganz mit einer Teerhaut überzogen sind. Das in den Fabriken oder Steinbrüchen so vorbereitete Material wird auf einer festen Unterbauschicht kalt eingebaut, gewalzt und mit einer Oberflächenteerung versehen. Zahlreiche verschiedene Verfahren werden angewandt, deren Hauptunterschied darin besteht, daß entweder mehrere Lagen von verschiedener Korngröße hergestellt, oder daß verschiedene Korngrößen vorher gemischt werden, und daß die Zusammensetzung des Teers verschieden gewählt wird. Der Sauerstoff der Luft bringt auch die schweren Anthrazenöle zur Verdunstung und Verharzung, so daß der Teer allmählich spröde wird. Es ist deshalb eine Hauptbedingung für die lange Dauer der Teermacadamdecken, daß die Oberfläche durch einen Teerüberzug wasser- und luftdicht abgeschlossen wird, der nach Bedarf auszubessern oder zu erneuern ist. Aber noch eine andere Aufgabe hat die Oberflächendeckschicht zu erfüllen: da ihr Teer sich mit dem Teer der Unterschicht so fest verbindet, daß eine feste Gesamtschicht entsteht, bildet sie die eigentliche Abnutzungsschicht. Sie verhindert, daß die einzelnen Steine der Teermacadamschicht unmittelbar durch die Räder getroffen und zerdrückt und in Splittern, die nicht mehr durch Teer gebunden sind, aus der Fahrbahnoberfläche herausgerissen werden.

Außer dem vorstehend beschriebenen Kalteinbau findet in größerem Umfange auch Heißeinbau statt, wobei der mit der Teermasse in besonderen Maschinen gemischte Steinschlag unmittelbar in heißem Zustande auf die Straße gebracht und eingebaut wird.

Erwähnt sei noch, daß man in der Rheinprovinz und seit einigen Jahren auch in anderen Provinzen versucht hat, Schlaglöcher und sonstige Vertiefungen in Kleinpflasterbahnen und gewöhnlichen Steinschlagbahnen mit Teer und Grus zu beseitigen. Die Erneuerung des Pflasters an den schadhaften Stellen ist umständlich und die Ausbesserung der Schotterbahnen mit Steinschlag sehr schwierig, da der neu verbaute Steinschlag, selbst bei sorgfältiger Walzung, durch die Berührung der Kraftwagen zu leicht wieder gelockert und herausgeworfen wird. Nach dem neuen Verfahren werden die Löcher zuerst gereinigt und etwa zum dritten Teile mit heißem, flüssigem Teer gefüllt. Dann wird Grus aufgeschüttet und so lange gestampft, bis der Teer an der Oberfläche, die möglichst genau in der Fahrbahnoberfläche liegen soll, hervortritt. Endlich wird die ausgebesserte Stelle überkiest und, sobald der Teer erkaltet ist, für den Verkehr freigegeben. Bei Löchern in Kleinpflaster, die scharfe Kanten haben, hat das Verfahren sich gut bewährt. Im Steinschlage bestehen die Schwierigkeiten, daß feste Ränder fehlen, und daß die geflickten Stellen bei weiterer Abnutzung der Fahrbahn pilzartig hervortreten oder wieder vertieft werden, wenn die Teermasse widerstandsfähiger oder weicher ist als die umliegende Fläche.

Die Asphaltstraßen. Der natürliche Asphalt, der auch in Deutschland im städtischen Straßenbau schon seit Jahren verwendet wurde, galt als ausländische Ware für zu teuer, um im Landstraßenbau verwendet zu werden. Er wurde wenig beachtet, bis man, durch die gegenwärtige Notlage veranlaßt, im Hinblick auf die im Auslande, besonders in England damit gemachten guten Erfahrungen, in neuester Zeit auch bei uns ausgedehnte Versuche damit machte. Man hat dabei Stampfasphalt, Gußasphalt und Walzasphalt (Asphaltmacadem) zu unterscheiden (vergl. den für die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau von Oberbaurat Hentrich-Crefeld erstatteten Bericht über eine Reise nach London zum Studium der Automobilstraßen vom 24. bis 31. Oktober 1924).[3])

Stampfasphaltfahrbahnen werden auf einer festen Unterlage hergestellt, deren Stärke nach der Schwere des Verkehrs und der Beschaffenheit des Untergrundes zu bemessen ist. Das Asphaltmehl, das durch mechanische Zerkleinerung des natürlichen Asphaltkalk-

[3]) Besprechung dieses Berichtes durch Prof. Dr.-Ing. E. Neumann s. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 42, S. 601.

steins gewonnen wird und etwa 10 bis 12 % Bitumen enthalten soll, wird auf der Baustelle auf 80 bis 100 ° erhitzt, etwa 8 cm hoch aufgeschüttet und durch Stampfen und Walzen auf 5 cm Stärke zusammengedrückt.

Gußasphalt besteht aus Bitumen und Steinmehl. Letzteres wird auf 170 bis 180 ° erhitzt und mit 15 % Bitumen vermischt. Das vermengte Material wird in etwa 30 kg schwere Stücke gegossen, die auf der Baustelle aufgeschmolzen werden und im Schmelzkessel einen Zusatz von etwa 40 Gewichtsprozenten Steinsplitt von 6 bis 20 mm Größe erhalten. Die fertige Masse wird im heißen Zustande auf einer Betonunterlage oder auf alten chaussierten oder gepflasterten Straßen, in denen die Schlaglöcher vorher mit Asphaltbeton ausgefüllt sind, verlegt und von gelernten Arbeitern mit einer Holzspachtel verteilt, etwa in zwei Lagen von je 20 bis 25 mm Stärke. Stampfbeton und Gußasphalt kommen aber für Landstraßen kaum in Betracht.

Beim Walzasphalt (Asphaltmacadam), der für den Landstraßenbau die größte Bedeutung hat und sich für Kraftfahrzeuge aller Art ebenso gut eignen soll wie für Pferdefuhrwerk, dient das tunlichst aus reinen Erdölrückständen mexikanischer Herkunft (Mexphalte) bestehende Bitumen lediglich zur Verkittung der Mineralsubstanz. Wie Hentrich angibt, werden in England die gesondert erhitzten Materialien bei 150 ° bis 180 ° gemischt, sofort nach den Baustellen abbefördert und auf fester Unterlage in zwei Lagen verbaut. Die untere, je nach dem Verkehr 5 bis 7 cm starke Schicht soll etwa 60 bis 65 % gebrochene Steine von 6 bis 25 mm Größe, 30 bis 35 % Sand und Steinstaub und 6 bis 9 % Bitumen enthalten. Nachdem sie festgewalzt ist, wird eine etwa 4 cm starke Deckschicht aufgebracht, die aus etwa 63 % scharfem Sand, etwa 27 % Portlandzement als Füllstoff und etwa 10 % Bitumen besteht. Aber man kann kaum von einem bestimmten Verfahren für die Herstellung der Asphaltmacadamfahrbahnen reden, da von den Fabriken und Unternehmerfirmen sowohl bezüglich der Zusammensetzung des Bitumens als auch der Art der Steinmaterialien und der Ausführung der Arbeiten vnter verschiedenen Namen die verschiedensten Herstellungsarten empfohlen und ausgeführt werden. Auf diese Einzelheiten einzugehen, verbietet der Mangel an Raum.

Die Betonstraßen. Mit dem Bau der Betonstraßen im größeren Maßstabe begann man in Amerika im Jahre 1909 und wird 1923 etwa 35 000 km solcher Wege gehabt haben.[4])

Die Fahrbahn wird in der Regel auf den natürlichen Boden gestampft; nur wo Lehm oder eine andere schwer entwässerbare Erdart ansteht, bringt man sie auf eine Bettung von etwa 10 cm Kiessand. Sie erhält im allgemeinen eine Stärke von etwa 15 bis 18 cm. Der Untergrund wird gewalzt. Üblich ist das Mischungsverhältnis des Betons von 1 T. Zement, 2 T. Sand und 3 T. Kies; es soll nicht mehr Wasser zugesetzt werden, als zur Bearbeitung der Betonmasse unbedingt nötig ist. Die Mischung von Hand wird nicht zugelassen, sie soll mit Mischmaschinen vorgenommen werden, damit der Beton möglichst gleichmäßig gemischt wird und die Arbeit schnell vor sich geht.

Die Ansichten darüber, ob Eiseneinlagen gemacht werden sollen, gehen auseinander; ihr Zweck ist, bei Wärmeänderungen oder bei ungleicher Bewegung im Untergrunde die Bildung größerer Risse zu verhindern, doch werden sie aus wirtschaftlichen Gründen so schwach gehalten, daß eine Erhöhung des Tragvermögens nicht eintritt. Dehnungsfugen, die mit Teer oder Asphalt ausgefüllt werden, oder auch eine Filzeinlage erhalten, legt man meistens an, und zwar in Abständen von 9 bis 15 m. Trotzdem lassen sich Risse nicht vermeiden, und deshalb wird von anderer Seite vorgeschlagen, nur am Ende jeder Arbeitsschicht eine Fuge zu machen, und sobald Risse sich zeigen, diese mit einer Bitumenmasse auszufüllen.

Die Betonstraßen, die in Amerika meistens angelegt werden, wo die üblichen Kies- und Sandstraßen nicht ausreichen, dienen fast nur dem Verkehr verhältnismäßig leichter, elastisch bereifter Kraftfahrzeuge. Eine Verkehrszählung auf der bekannten Woodward-Ave im Staate Michigan im Jahre 1913 ergab durchschnittlich täglich 2300 Automobile und nur 320 Pferdefuhrwerke. Wo nennenswerter Pferdeverkehr vorhanden ist — also mit Eisenbereifung gerechnet werden muß —, überspritzt man mit Vorteil die Straßenfläche mit Teer und streut Grus darüber.

In England hat man — wie auch bei uns — schon seit Jahren Beton in großem Umfange zum Unterbau auf verkehrsreichen Straßen verwandt. Betondecken werden dort erst seit einigen Jahren hergestellt, in der Regel in zwei Schichten mit Eiseneinlagen in der Form von Drahtnetzen auf festem Unterbau. Sie wurden bis vor kurzem allgemein mit einer Oberflächenteerung versehen, die von Zeit zu Zeit der Erneuerung bedarf. In den letzten Jahren hat man aber versucht, die Oberfläche mit Wasserglas zu tränken, ein billiges Verfahren, das sich anscheinend bewährt. In Deutschland hat man sich bis jetzt wenig mit der Anlage von Betonstraßen beschäftigt. Zahlreiche von Unternehmerfirmen empfohlene Verfahren, aus irgend einer mit Zement gebundenen Masse Fahrbahndecken herzustellen, haben sich nicht bewährt, weil die Masse rissig wird und die Risse unter der Einwirkung der eisernen Radreifen der Pferdefuhrwerke und der Pferdehufe mit der wir rechnen müssen, sich schnell erweitern und schwer auszubessern sind. Ob mit einer Schutzdecke versehene Betonstraßen sich bei uns bewähren werden, bedarf sorgfältiger Untersuchung.

Das Zahlenverhältnis der Kraftfahrzeuge und der Pferdefuhrwerke in Deutschland. Ein klares Bild des Gesamtverkehrs und besonders auch des Zahlenverhältnisses der Kraftfahrzeuge und der von Zugtieren fortbewegten Fuhrwerke sowie der von diesen beförderten Massen, das für die Gestaltung der Fahrbahn den Ausschlag gibt, werden die Verkehrszählungen bringen, die auf Veranlassung des Deutschen Straßenbauverbandes zurzeit (vom 1. Oktober 1924 bis zum 30. September 1925) in ganz Deutschland einheitlich nach genauen Anweisungen vorgenommen werden. Die Zählungsergebnisse der ersten Monate im Lande Sachsen hat die sächsische Straßenbaudirektion bereits bearbeitet und in der Verkehrsausstellung in München 1925 veröffentlicht (Halle Va). Sie zeigen, daß selbst in dem industriereichen Lande Sachsen der Zugtierverkehr noch überraschend groß ist: der tägliche Gesamtverkehr betrug in dieser Zählzeit im Landesdurchschnitt 376 t; davon entfallen auf Personenkraftwagen und Krafträder 27 %, auf Lastkraftwagen und außergewöhnliche Lasten 29 %, auf bespannte Fahrzeuge und Zugtiere 44 %. Sehr lebhafter Verkehr fand, wie die ausgestellte Karte zeigt, an den Verkehrszentren Dresden, Leipzig, Chemnitz und Zwickau statt, während die Verkehrszahlen in den übrigen Landesteilen — auch auf den wichtigsten Durchgangsstraßen — verhältnismäßig gering sind.

Die Bewertung der verschiedenen Straßenbefestigungen. Um zur Klärung der Ansichten über die Brauchbarkeit der verschiedenen Bauweisen beizutragen und deren Wert zu vergleichen, hat der Deutsche Straßenbauverband in der Nähe von Braunschweig eine dem öffentlichen Verkehr entzogene Versuchsstraße erbauen lassen, auf der das Verhalten verschiedener Fahrbahnen, die in ganz gleicher Weise von Lastkraftwagen mit verschiedenen Bereifungen und Fahrgeschwindigkeiten befahren werden, untersucht werden soll.[5]) Eine genaue, endgültige Beschreibung der Versuchsstraße und der Durchführung, sowie des Ergebnisses der Versuche wird durch einen vom Vorstande des deutschen Straßenbauverbandes eingesetzten engeren Ansschuß in der „Verkehrstechnik“ veröffentlicht werden.

Neben diesen wissenschaftlichen Versuchen sind von zahlreichen Straßenbauverwaltungen umfangreiche praktische Versuche in Angriff genommen, um die Abnutzung der Fahrbahnen bei gleicher Beanspruchung, aber nicht nur durch bestimmte Arten von Fahrzeugen, sondern durch den wirklichen gemischten Verkehr zu beobachten. So hat die bayerische Straßenbauverwaltung in gewissem Zusammenhange mit der Münchener Verkehrsausstellung die Straße München—Tegernsee in einer Ausdehnung von rd. 20 km mit verschiedenen Steinbahnen ausgestattet, um Erfahrungen über die bestgeeigneten Baustoffe und Befestigungsarten zu sammeln.

Es liegt auf der Hand, daß keine Bauweise uneingeschränkt als die beste bezeichnet werden darf, daß vielmehr eine Bauweise, die sich unter gewissen Verhältnissen vorzüglich bewährt hat, an anderer Stelle keineswegs zu passen braucht. So soll z. B., wie Hentrich mitteilt, das Kleinpflaster in England keinen Eingang gefunden haben, weil gut haltbares Steinmaterial, das sich zur maschinellen Herstellung von Kleinpflastersteinen eignet, dort wenig vorhanden ist und geübte Arbeitskräfte zur Anfertigung durch Handarbeit fehlen.

Ein anderes Beispiel: In England hatte man, als der Kraftwagenverkehr einsetzte, ein in der Hauptsache fertig abgeschlossenes Straßennetz, meistens Schotterstraßen, die man verhältnismäßig leicht durch Aufbringen von Teer- und Bitumendecken den neuen Anforderungen anpassen konnte, da sie den für diese Bauweisen unbedingt erforderlichen festen Unterbau hatten. Man wählte also Teer und Bitumen als Baustoffe. Amerika dagegen hatte um dieselbe Zeit zwar ein großes Wegenetz, aber die meisten Straßen waren nicht fest genug, um als Unterlage für eine nach englischem Muster hergestellte Fahrbahn zu dienen. Man kam deshalb zu den Zementstraßen, die einen besonderen Unterbau nicht erforderten und sich deshalb billiger stellten.

Die Wahl der Bauweise. Wenn es sich im Einzelfalle darum handelt, zu entscheiden, wie die Fahrbahn einer bestimmten Straße zu gestalten ist, die entweder neu angelegt oder umgebaut werden soll, so muß unter Berücksichtigung der Lage, des Untergrundes, des Verkehrs sowie der zur Verfügung stehenden Baustoffe überlegt werden, welche Befestigungsarten als geeignet in Betracht kommen.

[4]) Vergl. „Die Betonstraßen in den Vereinigten Staaten von Amerika“ und „Die Landstraßen Nordamerikas“, Zentralblatt der Bauverw. 1923, S. 225 u. 496.

[5]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 10, S. 116.

Hierfür sind vergleichende Kostenberechnungen aufzustellen, bei denen nicht nur die ersten Herstellungskosten, sondern auch die demnächstigen Unterhaltungs- und Erneuerungskosten zu berücksichtigen sind. Die Wirtschaftlichkeit muß in jedem Falle den Ausschlag geben, wobei allerdings die sonstigen Vorteile und Nachteile der Fahrbahnarten, z. B. größere oder geringere Staubfreiheit, längere oder kürzere Bauzeit, häufigere oder seltenere Belästigungen des Verkehrs bei Ausbesserungen usw. nicht ganz außer acht zu lassen sind.

Über die Kosten der zahlreichen verschiedenen Fahrbahnen, die in jedem Falle genau beschrieben werden müßten, hier Angaben zu machen, würde zuweit führen. Auch würden derartige Angaben nicht viel Wert haben, weil die Einzelpreise unter den heutigen Verhältnissen selbst in kurzen Zeitabschnitten stark schwanken und nach der Gegend, in der der Bau auszuführen ist, und den dort gestellten Anforderungen sich zu sehr verschieben. So wird z. B. nach den von den vereinigten preußischen, in der Verkehrsausstellung in München (Halle Va) veröffentlichten Zusammenstellungen für 1924 der Preis einer 1 km langen, 5 m breiten Kleinpflasterbahn für die Provinz Oberschlesien auf 74 000 R.-M., für Hannover auf 62 200 R.-M. und für Hessen-Cassel auf 44 500 R.-M. angegeben.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Luftdruckgründung mit Eisenbeton-Senkkasten.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. **Herbst**, Berlin.

(Schluß aus Heft 50.)

Die auf die Schneide sich teilweise stützende Außenwand von 15 bis 20 cm Stärke ist mit besonderen, vom Kopf des Pfostens strahlenförmig nach unten verlaufenden Bügeln der Schneide hakenförmig umfassenden Rundeisen aufgehängt und durch ein System von kreuzweis laufenden Eisenstäben von 12 und 20 mm Dicke verstärkt. Durch die Anordnung der schrägen Rundeisen wird das ganze Wandgewicht, vor allem der vorn und hinten auskragenden Teile, auf die Spindeln übertragen, und nicht auf die Schneide allein, sowie neben einer besseren Verteilung der Lasten eine nochmalige Versteifung der Wand durch ein Übereinanderbinden aller Eisen erreicht.

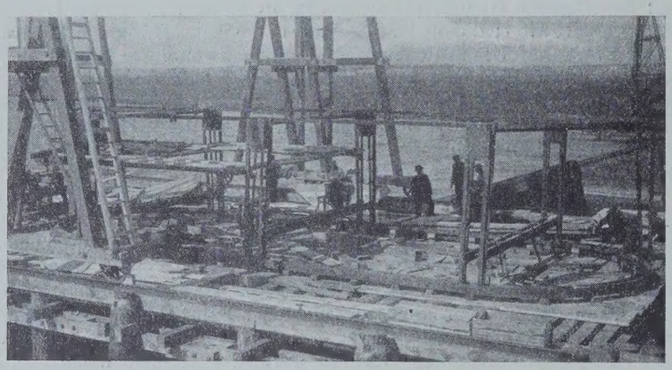


Abb. 5. Aufbau des Senkkastens.

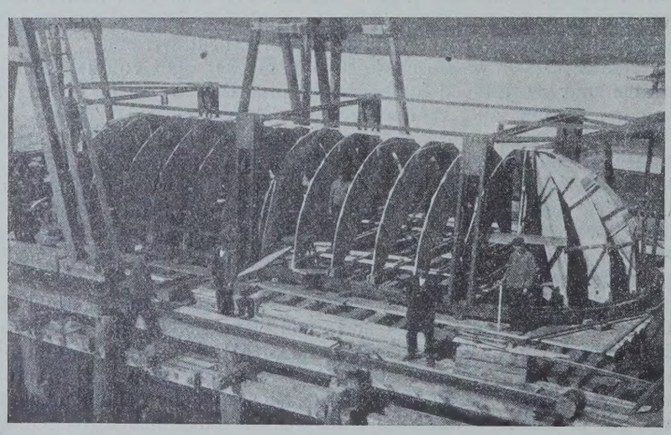


Abb. 6. Aufbau des Senkkastens.

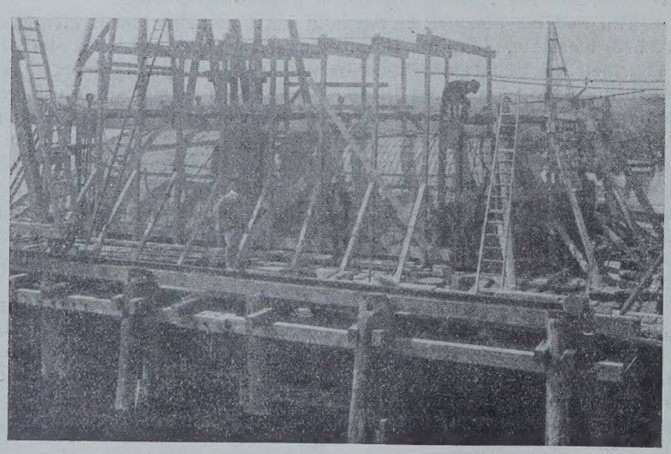


Abb. 7. Aufbau des Senkkastens.

Der über dem Gewölbe verbleibende Zwickelraum soll nach dessen Erhärtung zur Aussteifung und Teilnahme an der Aufnahme der lotrechten Lasten mit Magerbeton (1 T. Zement, 7 T. Kies, 7 T. Sand) ausgefüllt werden, für dessen Last das Gewölbe berechnet ist.

Über dem 3 m hohen Senkkasten ist als Fortsetzung der Außenwand eine der Pfeilerform sich anpassende Eisenbetonhaut von 1,5 m Höhe und 10 bis 15 cm Stärke angeschlossen, die mit dem Senkkasten zusammen den unteren Pfeilerteil verstärkt und bildet, sowie die Möglichkeit gibt, den Pfeiler bis etwa 4 m unter Wasser abzulassen und dabei unter Benutzung des Auftriebes zur Erleichterung der Spindeln den von der Außenhaut umschlossenen Hohlraum (1,5 m hoch) mit Magerbeton zu füllen.

Der Senkkasten, dessen Gewicht rd. 120 t beträgt, sollte in die Spindeln gehängt werden, sobald der Zwickel über dem Gewölbe ausbetoniert war. Zur Dichtung des Senkkastens sollten die inneren und äußeren Flächen mit Zementmilch sorgfältig eingeschlämmt werden.

Den Aufbau des Senkkastens nebst oberem Mantel, in Schalung auf dem Untergerüst, zeigen die Abb. 5, 6 und 7; sie veranschaulichen die einzelnen Arbeitsphasen, nämlich die Aufstellung des Eisengerippes, die Einschalung und Eisenbewehrung des Tonnengewölbes nebst Wand.

Die Herstellung des Senkkastens einschl. aller Schalungs- und Eisengerüste hat bei dem Bau des linken bis auf —13,50 m N. N. hinab getriebenen Strompfeilers etwa 3 Wochen gedauert, die Erhärtung bis zur Aufhängung in den Spindeln hat etwa 4 Wochen beansprucht; während dieser Zeit ist zugleich das Obergerüst und die ganze Betriebs- und Schleusen-Einrichtung eingebaut worden.

Der Senkkasten, der in kleinerer Abmessung auch bei den beiden Strompfeilern der Mescheriner Brücke zur Anwendung kam, muß nach meinen Erfahrungen als sehr widerstandsfähig, dicht, leicht, demnach auch nachahmenswert bezeichnet werden; er besaß auch den großen Vorteil, daß das Gewölbe trotz der drei Querverbände einen sehr angenehmen und bequemen Arbeitsraum freiließ, in dem der Boden mit Ventilbohrer genau untersucht, bewegt und die Schneide sehr leicht frei gehalten werden konnte. Der später eingebrachte Füllbeton, der sich in dem weiten Raum bequem und sachgemäß stampfen ließ, haftete auch an den Innenwänden der Luftglocke gut.

Die ganze Versenk- und Betriebseinrichtung, sowie der Arbeitsvorgang der Gründung sollen durch Abb. 8 bis 11 veranschaulicht, sowie nachstehend kurz beschrieben werden.

Das feste Versenkgerüst, auf dem der Senkkasten (3 Wochen) hergestellt, nach seiner Erhärtung (4 Wochen) mit den 6 in Kugellagern eingehängten Absenk- oder Führungs-Stahlspindeln abgelassen und von dem aus der ganze Pfeiler bei ständiger Bodenförderung und Aufmauerung bis zur endgültigen Tiefe versenkt wurde, das ferner den Kran zur Montage und Auswechslung der Luftschleuse nebst Schachtrohren und die Betriebsleitungen trug, bestand aus einem Unter- und Obergerüst. Für seine Konstruktion war bestimmend, daß nur 6 Spindeln zum Absenken benutzt werden sollten.

Das 5,5 m hohe, längs und quer versteifte Obergerüst trug die Aufhängelager der Spindeln und ihre ganze Bewegungsvorrichtung. Je zwei Lager, die Drücke von 85 t aufnehmen sollten, waren auf zwei 40 cm hohen Querträgern befestigt, die von dem auf den entsprechenden Pfählen des Untergerüste stehenden Vierstempelböcken getragen wurden. Das mit seiner Plattform auf + 1,5 m N. N. liegende Untergerüst bestand in der Hauptsache aus 6 Dreipfahlböcken, die die Lasten des zu versenkenden Pfeilers aufzunehmen hatten, und einer die Krangleisschienen tragenden Außenpfahlreihe.

Beide Gerüste ließen trotz großer Standsicherheit einen ausreichend freien Raum für die Versenkung, die Beton- und Maurerarbeiten, die Lagerung der Baustoffe und die Luftschleuse nebst Zu-

behör frei und waren in allen Teilen leicht zugänglich. Die Zangen der unteren Dreipfahlreihen trugen vorübergehend die starken Schwellen der Arbeitsplattform zur Herstellung des Senkkastens. Die starken Tragpfähle des Untergerüstes wiesen Längen von 12 bis 15 m und Stärken von 35 bis 50 cm auf.

Die Einführung der Mannschaften in den Arbeitsraum, die Bodenbeförderung vom Senkkasten auf das Gerüst und später die Einbringung des Magerbetons für die Ausfüllung des Senkkastens vollzog sich durch die Luftschleuse und den darunter befindlichen, auf dem Tonnengewölbe des Senkkastens stehenden Eisenschacht. Die erstere — für 4 at geprüft — enthielt den Vorraum zum Ein- und Ausschleusen der Mannschaften, für die Aufnahme von 5 Personen im Notfall geeignet, den Arbeitsraum mit dem elektrisch betriebenen Förderwerk zum Heben und Ablassen zweier Eisenkübel und die zwei Arbeitshosen zur Ausschleusung des Bodens. Der aus Rohren von 1,5 m Länge zusammengesetzte Schacht von 1,5 m Weite und 0,6 m Breite befand sich genau unter dem Arbeitsraum; er war in zwei Teile für Auswärts- und Abwärtsbewegung der Kübel durch eine Anordnung von Rundeisen zerlegt, die als Leiter zum Abstieg in den Senkkasten benutzt wurde.

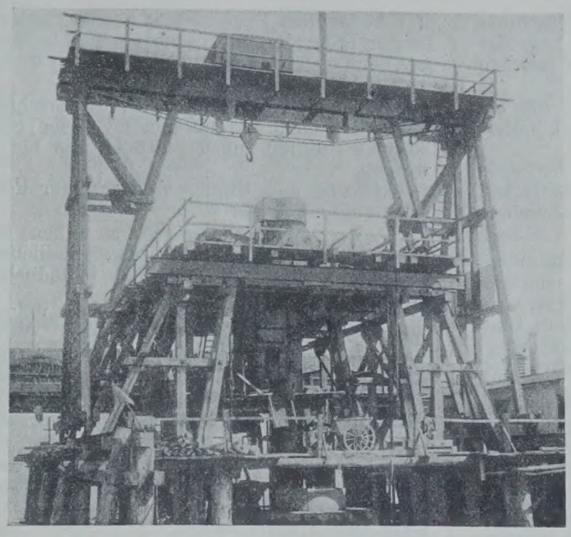


Abb. 8. Versenk- und Betriebseinrichtung. Arbeitsvorgang der Gründung.

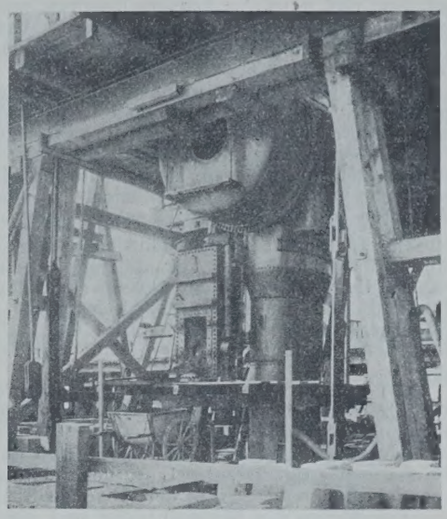


Abb. 9. Versenk- und Betriebseinrichtung. Arbeitsvorgang der Gründung.

Abb. 10. Versenk- und Betriebseinrichtung. Arbeitsvorgang der Gründung.

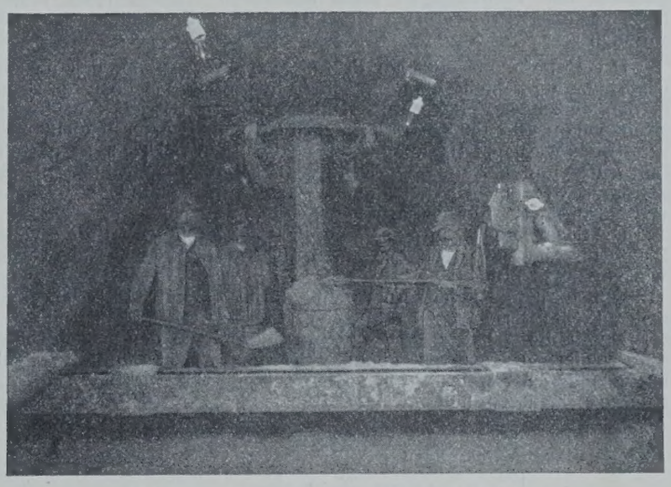


Abb. 11. Versenk- und Betriebseinrichtung. Arbeitsvorgang der Gründung.

Die Schachtrohre mußten je nach Absenkung des Pfeilers nacheinander mit dem Kran eingesetzt werden. Für diesen Fall wurde die Schachtöffnung im Gewölbe des Senkkastens durch einen Deckel geschlossen und die schwere Luftschleuse auf das Gerüst gesetzt.

Für die Erzeugung der Preßluft, die elektrische Beleuchtung des Senkkastens, der Luftschleuse und des Gerüstes, ferner für den Antrieb der Bodenförderung und der Kranwinde war eine Maschinenanlage mit Lokomobilen, Kompressoren, Dynamomaschinen nebst allen Zubehörteilen und Leitungen auf einem Prahm neben dem Gerüst eingerichtet. Die Lokomobile von 25 PS trieb die Dynamo (10 PS) zur Erzeugung von Licht und Kraft, sowie den Kompressor an, der durch eine besondere Anlage kühl gehalten wurde. Alle Maschinen waren zur Sicherheit doppelt vorhanden.

Die aus dem Freien angesaugte Luft wurde von dem Kompressor aus in zwei Leitungen durch einen Windkessel über das Gerüst dem Senkkasten zugeführt, und zwar in einer Menge von 20 m^3 f. 1 Stunde und Mann.

Von den mit Rückschlagventil versehenen Einführungsrohren in der Decke durchströmte sie den ganzen Raum und entwich im Untergrund unter der Scheide durch das Wasser wieder nach oben. Die zwischen Gerüstplattform und Senkkasten bestehende Fernsprechverbindung wurde aus besonderen Elementen gespeist, damit bei dem Versagen des Maschinenbetriebes die erstere nicht unterbrochen wurde.

Laut Vorschrift war die Zeit zum Einschleusen auf 1 Minute für 0,1 at Druckabfall, zum Ausschleusen auf 2 Minuten festgesetzt. Bei dem auf Tiefe — 13,5 m N. N. gegründeten linken Strompfeiler (1,5 at) mußte demnach das Ausschleusen etwa eine halbe Stunde dauern.

Die für den Betrieb aufgestellten technischen Vorschriften seien nachfolgend wiedergegeben.[2])

1. Einseitige Beanspruchungen der Gerüste, Senkkasten, Spindeln usw. sind zu vermeiden.

Die Aufhängung des Senkkastens an dem Gerüst wird dem Unternehmer erst dann gestattet, wenn Mauerwerk und Beton die nötige Festigkeit erlangt haben. Die Innenwände des Arbeitsraumes sind vollständig luftdicht herzustellen.

2. Zur Sicherheit und zur Aufrechterhaltung einer ungestörten Luftzuführung muß stets eine zweite besondere, von der ersten nicht abhängige Betriebskraft in der Art in Bereitschaft stehen, daß bei Störungen die Ersatzpumpe sofort in Tätigkeit treten kann.

Während der ganzen Versenkung — auch bei Nacht — ist der Senkkasten ununterbrochen in angeblasenem Zustand und ganz frei von Wasser zu halten.

Die Versenkung jedes Pfeilers ist so vorzubereiten, daß die Luftpumpen ununterbrochen im Betriebe bleiben.

3. Die Bodenförderung im Senkkasten und die Herstellung des sämtlichen Mauerwerks und Betons soll im Trockenen erfolgen.

4. Die Fördermaschine im Senkkasten und die Abblasvorrichtung sind elektrisch zu betreiben.

Es müssen mindestens zwei Betonmaschinen zur Verfügung stehen.

Der Beton ist in den Schachtrohren und Hohlräumen nicht hinunterzuschütten, sondern in Kübeln bis zum Verwendungsort zu bringen.

5. Bei jedem Stande der Versenkung des Pfeilers muß seine Lage in bezug auf Festpunkte, unabhängig von dem Versenkgerüst, ein-

[2]) Die gesundheitlichen Vorschriften für die Senkkasten-Arbeiter bei einer neueren Anlage (Hamburg) sind in der „Bautechnik“ 1924, Heft 26, S. 298 u. f. wiedergegeben.

wandfrei und möglichst bequem bestimmt werden. Der Unternehmer trägt allein die Verantwortung für die richtige Stellung und Lage der Pfeiler nach deren Vollendung und haftet für alle aus der falschen Lage oder Stellung entstehenden Unkosten.

6. Sämtliche Türen, Klappen und sonstige Verschlüsse, die ein gefährliches Entweichen der Innenluft nach außen veranlassen könnten, müssen durch den Luftdruck auf ihre Sitze gepreßt werden.

Alle Verbindungen, die durch die Decke oder Wände des Senkkastens nach oben führen, als Schachtrohre, Pumpenrohre, Luftrohre, Schläuche usw., müssen einen leicht zu handhabenden, luftdichten Verschluß am Austritt aus dem Arbeitsraum erhalten.

Das Luftzuführungsrohr muß am Eintritt in den von Preßluft erfüllten Raum mit einem selbsttätigen Verschluß versehen sein, der sich bei Undichtigkeiten der äußeren Rohrleitung sofort schließt. Für den Fall, daß der Schlauch zwischen dem Prahm und dem Luftzuführungsrohre reißen sollte, ist noch ein zweiter selbsttätiger Sicherheitsverschluß am oberen Ende des Luftzuführungsrohres vorzusehen.

7. Für die Luftschleusen und Schachtrohre ist nur bestes sehniges Walzeisen mit gleicher Festigkeit in der Längs- und Querrichtung zu verwenden.

An Schleusen und Schachtrohren sind durch Schilder die Fabrik, die sie angefertigt hat, der Luftdruck, für den sie berechnet und genehmigt sind, und der Tag der Abnahmedruckprobe anzugeben.

Vor Beginn der Bauausführung sind die Schleusen und Schachtrohre mit Wasserdruck zu proben, der das Doppelte des Luftdrucks betragen muß, bis zu dem die Schleuse arbeiten soll. Während der Druckprobe darf das Wasser durch die genieteten Fugen nur in Staub- oder Perlenform austreten und dürfen sich an den geraden Rändern der Türöffnungen keine sichtbaren Ausbiegungen zeigen. Nach beendeter Probe dürfen nirgends meßbare Formänderungen aufzufinden sein.

Der Unternehmer hat ein Prüfungsbuch vorzulegen, das das Betriebsalter der Schleusen und Schachtrohre sowie den höchsten Druck in den einzelnen Zeitabschnitten des früheren Betriebes nachweist. Nach Ablauf von 1500 Betriebstagen dürfen die Schleusen nicht mehr verwendet werden. Übersteigt ihr Betriebsalter 750 Tage, so darf der Luftdruck nur bis zu $^2/_3$ des ihrer Berechnung zugrunde gelegten gesteigert werden. Hierbei sind die Pausen, in denen nicht gearbeitet wurde, als $^1/_5$ Arbeitszeit zu rechnen.

Die Schachtrohre dürfen bis zu 4000 Betriebstagen mit dem vollen Druck für den sie berechnet sind, benutzt werden. Der Nachweis ist wie vor zu liefern.

Schleusen und Schachtrohre sind durch besondere Einrichtungen gegen Erschütterungen zu schützen.

Damit die Arbeiter bei Gefahr ungehindert zu den Schachtrohren und Schleusen gelangen können, ist der Arbeitsraum im Senkkasten möglichst frei von allen Hindernissen, Querverbindungen, Absteifungen usw. zu halten.

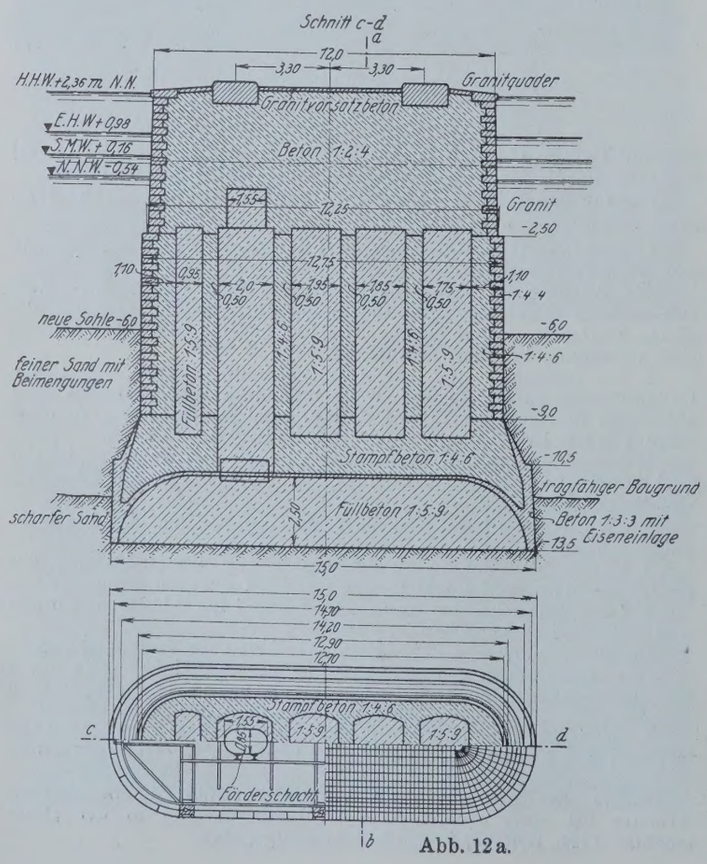


Abb. 12a.

Außer dem Druckmesser an der Schleuse sind erforderlich: einer in der Nähe der Luftpumpen, einer in der Luftleitung in der Nähe des Senkkastens, einer in der Schleuse in beständiger Verbindung mit dem Senkkasten.

8. Gußeisen darf für Teile, die Erschütterungen ausgesetzt sind, überhaupt nicht, im übrigen für innen gedrückte Rohre nur bis zu 30 cm Weite, für außen gedrückte nur bis zu 60 cm Weite verwendet werden.

Messing und Kupfer sind nur für Röhren bis zu 10 cm Weite statthaft.

9. Es sind Einrichtungen zu treffen, durch die sich die in dem Senkkasten und den Schleusen befindlichen Arbeiter sowohl untereinander als mit den außerhalb befindlichen Arbeitern verständigen können.

10. Es ist dafür zu sorgen, daß alle Teile der Bau- und Arbeitstellen, der Maschinenbetriebsanlage usw. jederzeit durch Kähne, Werk- und Laufstege, Treppen usw. bequem und sicher zugänglich sind und während der Arbeitszeit angemessen erleuchtet werden.

Zum Schutze der Schiffe und Versenkgerüste sind Pfahlgruppen so herzustellen, daß sich der Druck jener nicht auf die Gerüste übertragen kann.

11. An den Spindeln und Versenkketten soll der Senkkasten so lange hängen, wie es die Tragfähigkeit des Untergrundes gebietet. Nachher sollen die Spindeln in der Hauptsache nur noch zur Führung, nicht zum Tragen dienen.

12. Auf Aufforderung hat der Unternehmer mit einem zuverlässigen Bohrgeräte jederzeit auf Erfordern Bodenuntersuchungen im Senkkasten während der Versenkung vorzunehmen und Auskunft über die Art des Untergrundes abzugeben. Die Untersuchung kann bis zu 5 m Tiefe gefordert werden.

Bei dem Versenken des Pfeilers, das auf dem Obergerüst von 2 Mann an der Winde durch gleiche Drehung aller Spindeln mit Knarrhebel und Zugseil besorgt wurde, wurde der Boden im Senkkasten mit Spaten oder Spitzhacke von 6 Mann gelöst, wobei vor allem die Schneide von einem geübten Vorarbeiter frei gehalten werden mußte, von 2 Mann in den Kübel geladen, vom Förderwerk heraufgezogen, oben von 2 Mann in die Arbeitshose gekippt, dann nach Schließen der Innenklappe und Öffnen der Außenklappe (auf Klopfsignal) durchgeschleust, von 1 Mann in Karren geschoben und von 2 Mann auf dem Gerüst zum Bodenprahm gefahren. Währenddessen wurde gleichzeitig mit der Bodenförderung die Aufmauerung des Pfeilers über Wasser von 4 Maurern und 4 Zuträgern weitergeführt. Bei ungestörtem Betriebe konnten an einem Tage bei 10stündiger Arbeitszeit etwa 140 bis 160 Kübel = rd. 40 m³ Boden gefördert und etwa 0,5 m Pfeiler aufgemauert werden.

Bei dem Bau des linken Strompfeilers hat die Herstellung des Senkkastens 3 Wochen, die Absenkung von der Arbeitsplattform (+ 1,50 m N. N.) bis zur Gründungstiefe —13,50 m N. N. rd. 7 Wochen und die ganze Herstellung etwa $5^1/_2$ Monate beansprucht. Die Absenkung mit Bodenförderung und Aufmauerung betrug bei normalem Betriebe im Mittel 0,25 m/Tag. Die am 11. April 1911 mit Rammarbeit begonnene Gründung des linken Pfeilers einschl. Aufbau in Massivwerk hat bis zum 30. September 1911 gedauert. Den Pfeiler nach seiner Vollendung stellt Abb. 12 dar.[3])

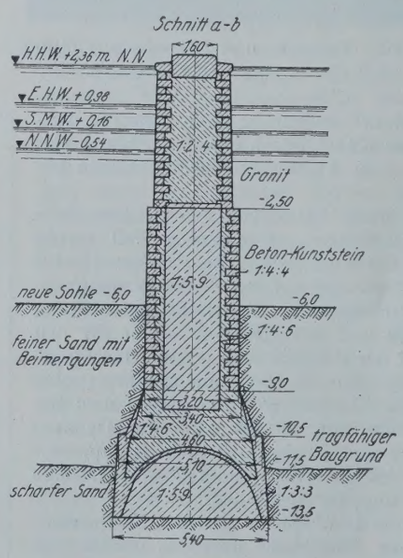


Abb. 12b.

Abb. 12a u. b. Strompfeiler.

Die Wahl der Preßluftgründung bei den Pfeilern der Greifenhagener, aber auch der Mescheriner Brücke muß nach den vorliegenden Erfahrungen als sehr zweckmäßig bezeichnet werden. Bei der Mescheriner Brücke, wo im allgemeinen weichere Bodenarten angetroffen wurden, wäre eine Gründung mit offenen Senkbrunnen oder auf Beton zwischen Spundwänden eher denkbar als in Greifenhagen, aber bei den großen Wassertiefen bis 6 m unter N. N. und bei der Unsicherheit des Untergrundes — auch mit Rücksicht auf eine Verbilligung bei Ausführung von 4 Strompfeilern ähnlicher Form — nicht empfehlenswert gewesen. Der Preßluftbetrieb bewährte sich besonders bei der Gründung des rechten Strompfeilers in Greifen-

[3]) Entnommen dem Zentralbl. d. Bauverw. 1921, S. 617 u. f., Abb. 12 bis 14.

hagen; hier konnte man in der sicher aufgehängten Luftglocke den angetroffenen harten Ton-, Mergel-, Stein- und Kreideboden mit Spitzhacke bequem lösen, einen in der Flußsohle vorgefundenen, seinerzeit versunkenen Kalksteinkahn, der in einer Breite von 3,5 m und 15 m Länge schräglängs unter dem Pfeiler lag und Bodenunregelmäßigkeiten bis 1,5 m Unterschied hervorgerufen hatte, in einzelne Teile zerschlagen und diese nebst den Kalksteinen zur Schleuse herausschaffen, ferner die unter dem Kahn auftauchenden Pfähle und querliegenden Baumstämme in einzelne Stücke zersägen und an das Tageslicht fördern.

Solange der Senkkasten in den Spindeln hing und die Schneide ständig frei gehalten wurde, konnte das unerwartete Auftreten derartiger Hindernisse, das wohl jede andere Gründung unmöglich gemacht hätte, dem glücklichen Verlauf der Absenkung keinen Einhalt gebieten. Diese Gründung bot auch die Möglichkeit, den Bodenverhältnissen entsprechend bei dem Absenken vorzugehen und den Pfeiler auf festen Untergrund zu setzen, ferner gab sie Aufschluß über die Lagerung der Bodenschichten im Bett des Oderstromes. Im Senkkasten des rechten Strompfeilers der Mescheriner Brücke, der auf — 12,5 m N. N. gegründet ist und wo die Flußsohle etwa auf — 6,0 m N. N. lag, fanden sich noch in einer Tiefe von — 12,0 m N. N. Hölzer von 2 m Länge und 15 cm Stärke an, die den Beweis liefern, daß der Fluß im Laufe der Jahre sehr starke Sohlenbewegungen kennengelernt hat. Am linken Strompfeiler in Greifenhagen, wo die Sohle auf 4 bis 5 m unter N. N. lag, wurden in einer Tiefe von — 8 bis — 9,0 m N. N. noch alte Schwerter gefunden. — Wie die Art der Gründung hat sich auch die ganze Betriebseinrichtung nebst Rüstung, die Absenkung nebst Aufmauerung und Bodenförderung gut bewährt.

Es ist dank der getroffenen und mit größter Strenge durchgeführten Vorsichtsmaßregeln und Unfallverhütungsvorschriften sowie der Tüchtigkeit des Unternehmers bei dem Bau von 4 Strompfeilern niemals eine Betriebsstörung, ein Bauunfall, eine Krankheitserscheinung der Senkkastenarbeiter bei oder nach der Arbeit aufgetreten. Der Aufenthalt im Senkkasten war, zumal in heißen Sommertagen, angenehm; es war stets für ausreichende Beleuchtung und Durchlüftung gesorgt.

Von Wichtigkeit ist, daß der Pfeiler möglichst bis zur endgültigen Stellung in den Spindeln gehalten wird, damit, wie im vorliegenden Falle, einseitige und verschobene Stellungen des Senkkastens vermieden werden.

Seit jener Zeit, wo die hier erörterte Gründung durchgeführt wurde, hat sich der Eisenbeton-Senkkasten nach Form und Größe bedeutend entwickelt; er ist bei vielen großen Gründungen angewandt worden, u. a. bei der Gründung der Rheinbrücke bei Duisburg-Hochfeld sowie, abgesehen von dem Aussteifungsgewölbe in ähnlicher Bauart, bei der Absenkung der Pfeiler der im Jahre 1914/15 zum Teil erbauten Freihafen-Elbbrücke in Hamburg, wie sie bereits in der „Bautechnik“ 1924 vom 17. Juni, Heft 26, vom Oberbaudirektor Sperber, Hamburg, eingehend beschrieben worden ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Drillungsmomente bei kreuzweise bewehrten Platten.

Von Dr.-Ing. **Hch. Leitz**, Privatdozent an der Technischen Hochschule München.

In den neuen Deutschen Eisenbeton-Bestimmungen vom September 1925, A. § 17, Ziff. 9 ist zum ersten Male von Drillungsmomenten die Rede, und in den neuen Formeln für kreuzweise bewehrte Platten ist ihrer Mitwirkung durch den Faktor ν Rechnung getragen. Damit erhebt sich die Frage, welche Vorkehrungen bei der Bewehrung der Platten für die Aufnahme dieser Drillungsmomente zu treffen sind.

Diese Frage muß allgemein gelöst werden, denn bei der immer häufiger werdenden Anwendung der Elastizitätstheorie isotroper Körper auf Platten, Schalen, Kuppeln usw. wird eine Mitwirkung von Drillungsmomenten in Rechnung gestellt und selbstverständlich rufen sie Spannungen hervor, die, soweit sie die übrigen Zugspannungen erhöhen oder vorhandene Druckspannungen übersteigen, besondere Eiseneinlagen bedingen.

Wird ein Querschnitt der X-Richtung außer durch ein Biegungsmoment m_x auch durch ein Drillungsmoment t_{xy} beansprucht, so bedeutet das, daß dieser Querschnitt schräg zu den beiden aufeinander senkrecht stehenden Richtungen liegt, in denen nur reine Biegungsmomente, nämlich die Hauptmomente m_{I} und m_{II}, auftreten. Letztere ermitteln sich aus den Momenten m_x, m_y, t_{xy} in bekannter Weise zu

$$m_{\mathrm{I\,II}} = \frac{m_x + m_y}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{(m_x - m_y)^2 + 4\,t^2_{xy}}$$

und ihre Richtung durch $\operatorname{tg} 2\varphi = \dfrac{2\,t_{xy}}{m_x - m_y}$.

Die Richtung ändert sich in den meisten Fällen von Punkt zu Punkt; sie ist bei der nach der Elastizitätstheorie berechneten isotropen Platte, deren Kräfteverlauf auch den Plattenformeln mit dem Faktor ν zugrunde liegt, in der Mitte seitenparallel, in den Ecken parallel den Diagonalen.

Die Frage, wie den Drillungsmomenten bei der Bemessung Rechnung zu tragen ist, erledigt sich zunächst auf einfache Weise dadurch, daß man die Querschnitte der Hauptmomente aufsucht, und die Eisen, nach den üblichen Biegungsformeln errechnet, in deren Richtung verlegt. Drillungsmomente treten in diesen Querschnitten nicht auf, und die Drillungsmomente schräg dazu stehender Querschnitte werden von den Komponenten der Hauptspannungen des Betons und der Eisen aufgenommen, wie einfache Gleichgewichtsbetrachtungen zeigen.

Diese Art der Bewehrung — sie sei die „unmittelbare“ genannt, weil die Hauptzugspannungen unmittelbar durch in ihrer Richtung liegende Eisen aufgenommen werden — wird häufig ungewohnte Formen annehmen. Abb. 1 zeigt annähernd die Eiseneinlagen für eine frei aufliegende quadratische Platte, berechnet nach der Elastizitätstheorie[1]) oder nach den Formeln mit dem Faktor ν für eine Querdehnungszahl $1/m = 0$. Die eingeschriebenen Momentenwerte beziehen sich auf die Breiteneinheit senkrecht zu den Eiseneinlagen.

[1]) Genaue Verteilung der Biegungs- und Drillungsmomente über die Plattenfläche s. Leitz, Berechnung der freiaufliegenden rechteckigen Platte, Wilhelm Ernst & Sohn, 1914, sowie für eingespannte Platten in der „Zeitschrift für Math. u. Physik“ 1916.

Das Bild stellt auch ungefähr die Verhältnisse eines Teils einer ringsum eingespannten Platte dar, nämlich ihres inneren Quadrats mit der Seitenlänge etwa 0,6 l (zwischen den Wendepunkten), wobei die Zahlen sich jedoch ändern.

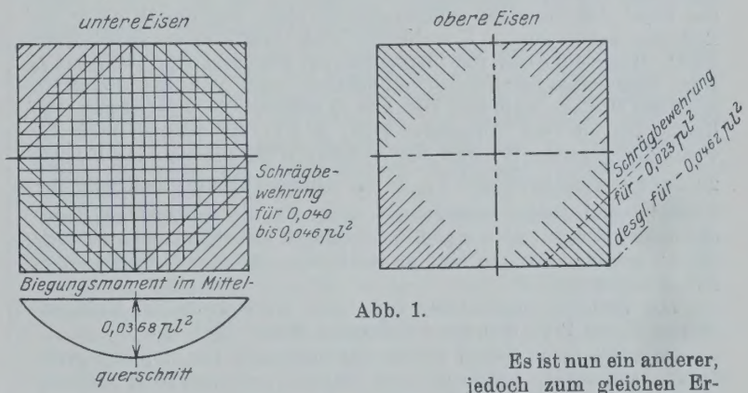


Abb. 1.

Es ist nun ein anderer, jedoch zum gleichen Ergebnis führender Weg, das Wesen der Drillungsmomente zu erkennen, wenn man eine rechteckige Platte in die bekannten Streifen zerlegt; solange diese Streifen nur als auf Biegung beansprucht angesehen werden, erhält man die Biegungsmomente des alten Streifenverfahrens, die die neuen Formeln mit $\nu = 1$ auch ergeben. Da jedoch die Biegungslinie z. B. eines mittleren X-Streifens eine Drillung der Y-Streifen (z. B. $C - C'$) mit sich bringt, so werden letztere bei einer isotropen Platte einen Drillungswiderstand entwickeln,

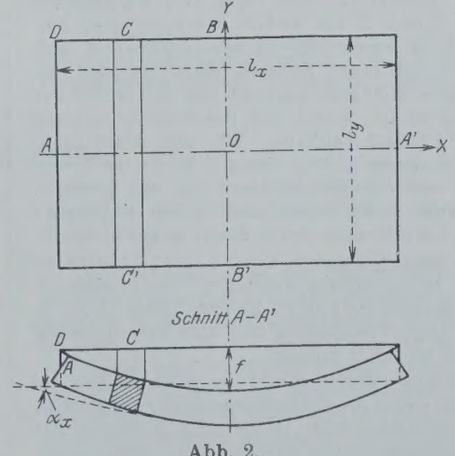


Abb. 2.

der wie eine verteilte Einspannung auf die X-Streifen wirkt und deren Biegungsmomente $\mathfrak{M}$ auf den Betrag $\nu\,\mathfrak{M}$ herabsetzt. Der Betrag $\varphi\,\mathfrak{M} = (1 - \nu)\,\mathfrak{M}$, um den die Biegungsmomente verringert werden, muß von den Drillungsmomenten der Streifen übernommen werden; es sind dies bei frei aufliegenden Platten $^5/_{12}$, bei durchlaufenden Platten $^1/_3$ bis $^1/_5$ und bei ringsum eingespannten Platten $^5/_{36}$ der Last. Natürlich müssen die Streifen außer für die Biegung, nun

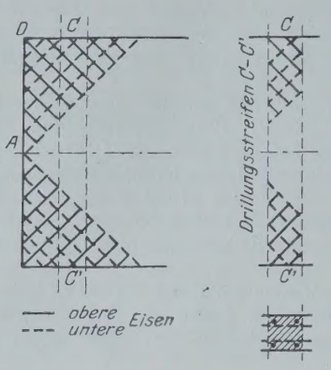


Abb. 3.

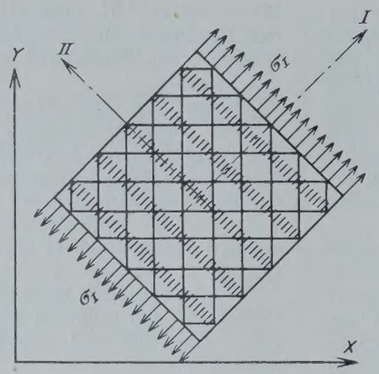


Abb. 4.

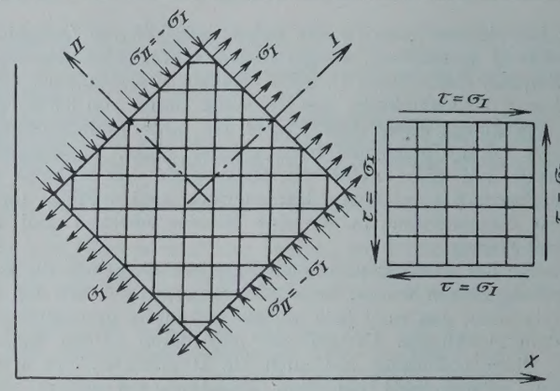


Abb. 5a.

Abb. 5b.

auch für die Drillung bewehrt werden, soweit letztere — und dies ist in erheblichem Maße der Fall — zusätzliche Zugspannungen hervorruft. Man sieht auch, daß die in Abb. 1 gezeigte unmittelbare Bewehrung nach den Hauptmomenten auch die richtige Bewehrung z. B. des Streifens $C—C'$ für Drillung mit sich bringt (Abb. 3).

Praktisch können diese Bewehrungen nicht als befriedigend angesehen werden, und man wird versuchen, ob man die schrägen Hauptmomente oder, was dasselbe besagt, die Biegungsmomente m_x und m_y zusammenwirkend mit den Drillungsmomenten t_{xy} durch ausschließlich seitenparallele Bewehrung aufnehmen kann. Damit erhebt sich die grundsätzliche Aufgabe: Wie ist Beton zu bewehren, wenn die Eiseneinlagen nicht den Hauptspannungen des angenommenen Spannungszustandes parallel liegen?

Zur Lösung dieser Aufgabe sei in Abb. 4 eine Scheibe von der Dicke l betrachtet, die durch eine Zugspannung σ_I beansprucht wird, die aber durch zwei Eisenscharen nach den Richtungen X und Y unter 45° dazu bewehrt ist. Wenn im Stadium II der Beton reißt, haben die Eisen das Bestreben zusammenzuklappen, und der Beton in der Richtung senkrecht zu I verhindert dies, indem er als Druckstrebe wirkt. Man sieht leicht, daß hierbei jede der Eisenscharen $f_{ex} = f_{ey} = f_e$ eine Gesamtzugspannung σ_I aufnehmen muß und der Beton in Richtung II einen mittleren Druck $= \sigma_I$ erfährt. Nach den Deutschen Bestimmungen vom September 1925, A. § 17, Ziff. 9, Abs. 3 ist der wirksame Querschnitt dieser beiden Scharen für die Richtung I gleich $2 f_e \cos 45°$ dividiert durch $\sqrt{2}$, da im schrägen Schnitt die Knoten der Eisen $\sqrt{2}$ mal weiter auseinander sind, als die senkrechten Eisenabstände betragen; dies ergibt den Betrag f_e als wirksame Bewehrung für σ_I; jede der Scharen muß so stark sein, daß sie die Spannung σ_I aufnehmen kann.

Das Bild in Abb. 4 entspricht auch der Zugzone der Versuchsbalken K von Prof. Suenson („Beton u. Eisen“ 1922, S 145).

Fügt man zu diesem Kräftebilde noch eine mit σ_I gleich große Druckspannung σ_{II} senkrecht zu σ_I hinzu, $\sigma_{II} = -\sigma_I$, so entsteht ein Spannungszustand, der, wie bekannt, dem reiner Schubspannung nach den Richtungen X und Y entspricht (Abb. 5a u. 5b), wobei diese Schubspannung τ parallel X und Y die Größe von $\sigma_I = |\sigma_{II}|$ hat. Daraus ergibt sich, daß ein reiner Schubspannungszustand aufgenommen werden kann durch zwei Scharen Eisen parallel den Schubspannungen, deren jede für eine Zugkraft von der Größe der Schubspannung τ zu bemessen ist, wobei eine Betondruckspannung in der Diagonale von der Größe 2τ auftritt. Wie man leicht nachprüfen kann, sind die resultierenden Kräfte dieses Kräftebildes in den Seitenflächen der Scheibe von 5b Schubkräfte von der Größe τ. Natürlich ist auch die unmittelbare Bewehrung in der Diagonale I für die Hauptspannung $\sigma_I = \tau$ mit einer Schar Eisen möglich.

Um zur allgemeinsten Beanspruchung einer solchen Scheibe zu gelangen, braucht man nur zu den Schubspannungen τ der Scheibe 5b noch beliebige Normalspannungen σ_x und σ_y hinzuzufügen (Abb. 6), die je nach ihrem Vorzeichen eine Vermehrung oder eine Verminderung der bisherigen Eiseneinlagen mit sich bringen.

Demnach: eine quadratische Scheibe, die in den Seitenflächen die Normalspannungen σ_x und σ_y sowie die Schubspannungen τ_{xy} aufweist, kann, wenn sie nicht unmittelbar nach Größe und Richtung der daraus zu ermittelnden Hauptspannungen bewehrt wird, eine Ersatzbewehrung erhalten, deren Eiseneinlagen zu bemessen sind: für die X-Richtung für eine Zugkraft $\sigma_x + \tau_{xy}$, für die Y-Richtung für $\sigma_y + \tau_{xy}$; hierbei ist σ positiv als Zug und τ immer positiv einzusetzen. Dazu überlagert sich noch eine mittlere Betondruckspannung von der Größe 2τ in der Richtung einer Diagonale.

Bemerkung: Man könnte den Einwurf machen, daß bei bügelbewehrten Balken der Zustand reiner Schubspannung in der neutralen Schicht durch nur eine Schar dieser parallelen Eisen aufgenommen wird; er ist jedoch nicht stichhaltig. Die Bügelbewehrung entspricht einem Kräftebilde nach der Fachwerktheorie (Abb. 7), wobei in der neutralen Schicht eine schiefe Druck- und eine

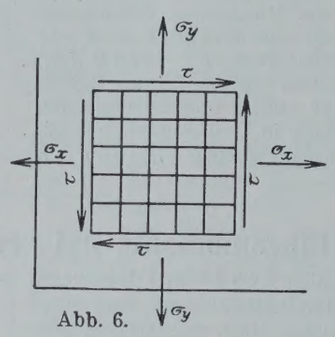


Abb. 6.

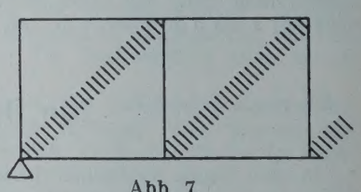


Abb. 7.

lotrechte Zugspannung vorausgesetzt wird. Das Kräftebild, das der Berechnung aufgebogener Eisen zugrunde liegt, setzt in der neutralen Schicht sich kreuzende Zug- und Druckhauptspannungen voraus und die aufgebogenen Eisen bilden eine unmittelbare Bewehrung nach den Hauptspannungen des Kräftebildes.

Der Übergang zur Platte ist nun einfach. Wird ein Plattenquadrat nur durch Drillungsmomente in den seitlichen Querschnitten beansprucht, so entstehen in der oberen und unteren Zone je das Kräftebild der Abb. 5b, nämlich der Zustand reiner Schubspannung, wobei deren Richtungen oben und unten entgegengesetzt sind; man benötigt demnach bei nicht unmittelbarer Bewehrung nach den Hauptmomenten oben und unten nach der X- und Y-Richtung je eine Schar Eisen, als ob die Platte nach der X-Richtung wie nach der Y-Richtung sowohl für ein ideelles Biegungsmoment $+ t_{xy}$ wie $- t_{xy}$ zu berechnen wäre, damit oben und unten die Schubkräfte durch Eisenzugspannungen aufgenommen werden. Dazu kommt noch in der Diagonale eine schräge Betondruckspannung $= 2 \cdot \frac{t_{xy}}{h^2/6}$. Treten zu diesem Drillungsmoment noch Biegungsmomente m_x bezw. m_y hinzu, wie es im allgemeinen der Fall ist, so können einzelne Eisenscharen durch deren Druckresultanten aufgehoben werden.

Hiernach ergibt sich: Herrscht an einer Stelle einer Platte ein Momentenzustand, gekennzeichnet durch die Biegungsmomente m_x und m_y, und ein Drillungsmoment t_{xy}, so erhält man eine der unmittelbaren Bewehrung statisch gleichwertige mittelbare Bewehrung parallel X und Y, wenn man die X-Richtung berechnet für ein ideelles Biegungsmoment m_i sowohl $m_x + t_{xy}$ wie $m_x - t_{xy}$ und die Y-Richtung für $m_y + t_{xy}$ wie $m_y - t_{xy}$. Man ersieht daraus, daß, wenn m_x und m_y gleiches Vorzeichen haben und größer als t_{xy} sind, die Eisen in der Druckzone von m_x und m_y wegfallen.

Die Anwendung dieser Ergebnisse auf das Kräftebild der frei aufliegenden quadratischen Platte nach der Elastizitätstheorie, welches Kräftebild auch den neuen Formeln mit dem Faktor ν zugrunde liegt, ergibt (mit $1/m = 0$) für die Mitte eine seitenparallele kreuzweise Bewehrung unten für $m_x = m_y = 0{,}0368\, p l^2$, die längs den Diagonalen zunimmt, um in der Ecke den Betrag $m_{ix} = m_{iy} = + 0{,}0462\, p l^2$ zu erreichen. In den Achsenrichtungen nimmt die untere Bewehrung vom Werte der Mitte auf 0 ab. In den Ecken ist eine obere kreuzweise Bewehrung erforderlich, die in der Diagonale von der Linie $B—B'$ nach dem Endpunkte zunimmt, von $m_{ix} = m_{iy} = 0$ auf $m_{ix} = m_{iy} = - 0{,}0462\, p l^2$ (Abb. 8).

Auch diese Bewehrung kann nicht befriedigen; sie erfordert wie die unmittelbare eine genaue Kenntnis des Kräfteverlaufs über die Platte, damit den Drillungsmomenten Rechnung getragen werden kann, deren entlastende Wirkung auf die Mittelmomente durch den Faktor ν in den amtlichen Formeln ausgedrückt wird; denn es ist nicht angängig, die kleinen Werte für die Mittelmomente zu benutzen, ohne den in anderen Teilen der Platte herrschenden Momentenzustand

durch Bewehrung zu berücksichtigen. Die Elastizitätstheorie verteilt die Kräfte nur anders als die alte Streifenberechnung ($\nu = 1$), und ihre Momente dürfen nur angewendet werden, wenn man sie genau kennt; aber wie man sieht, werden wirtschaftliche Erfolge selbst dann nicht erzielt.

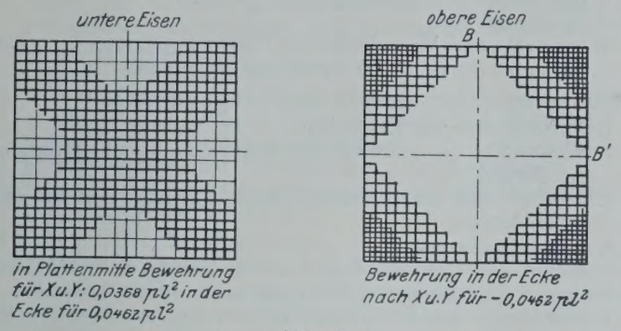


Abb. 8.

Zum Vergleich sei die Bewehrung nach der alten Streifenberechnung, die aus den amtlichen Bestimmungen hervorgeht, wenn man $\nu = 1$ setzt, herangezogen. Das Mittelmoment ist für die quadratische Platte $\frac{pl^2}{16} = 0{,}0625\,pl^2$, es kann in den Randteilen kleiner gehalten werden (Abb. 9). Mörsch[2]) berechnet für eine ähnlich bewehrte Platte ein Bruchmoment von $\frac{pl^2}{19{,}2} = 0{,}052\,pl^2$, so daß der Wert $0{,}0625\,pl^2$ eine kleine überschüssige Sicherheit enthält.

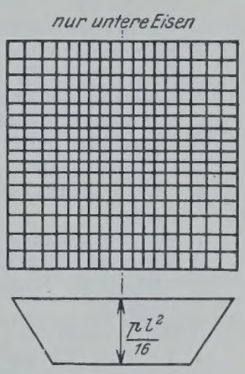


Abb. 9.

Den bisherigen Ausführungen lag immer die Annahme einer Querdehnungsziffer $1/m = 0$ zugrunde, in welchem Falle tatsächliche und reduzierte Spannungen einander gleich sind. Läßt man eine Querdehnungsziffer von $^1/_6$ zu, dann vermindern sich in dem eben betrachteten Falle die reduzierten Spannungen in der Mitte wegen ihres gleichen Vorzeichens auf $^5/_6$ und entsprechen demnach einem reduzierten Moment dieser Spannungen von $^5/_6 \cdot 0{,}0625 = 0{,}052\,pl^2$, genau wie es Mörsch errechnet hat; in Fällen entgegengesetzten Vorzeichens würde natürlich eine entsprechende Vermehrung stattfinden. Bei dem Kräftebilde der Elastizitätstheorie der isotropen Platte (Formeln mit $\nu = 1$) ändern sich die Spannungsmomente mit Einführung von $1/m$ erheblich, weil sich dadurch das Verhältnis von Biegungs- und Drillungssteifigkeit verschiebt; die Momente der reduzierten Spannungen behalten jedoch die früher angegebenen Zahlenwerte multipliziert mit dem Faktor $(1 - 1/m^2)$, also ziemlich dieselben Werte; auch dieser Umstand erfordert eine genaue Vertrautheit mit der Elastizitätstheorie. Momente der reduzierten Spannungen sollte man immer als solche ausdrücklich hervorheben, da sie Momente fiktiver Größen darstellen und keinen Gleichgewichtsbedingungen unterliegen. Man sollte immer mit wirklichen Momenten rechnen und dann daraus die reduzierten Spannungen ermitteln, um keine Verwirrung anzurichten. Es darf heute mit großer Wahrscheinlichkeit als berechtigt angesehen werden, daß für den zweiachsigen Spannungszustand bei Beton und Eisenbeton die reduzierten Spannungen als maßgebend anzusehen sind.

Es kommt noch ein Umstand dazu, der für die alte Streifentheorie (also $\nu = 1$) spricht; bei allen Versuchen mit nicht nach den Hauptspannungen bewehrten Körpern, also bei mittelbarer Bewehrung[3]) hat sich gezeigt, daß diese Körper die ihnen zugedachte Kraft im Stadium II nur unter bedeutend größeren Verformungen übertragen haben, als unmittelbar nach den Hauptspannungen bewehrte. Dementsprechend dürfte bei den mittelbar bewehrten Platten (nach Abb. 8) gegen den Bruch zu die Steifigkeit gegen die Drillung an den Stellen großer Drillungsmomente sehr nachlassen, so daß doch die Biegungsmomente größer werden und sich der Zustand mehr und mehr dem für $\nu = 1$ ohne Mitwirkung der Drillungsmomente nähert (= alte Streifenberechnung).

Wieweit dies der Fall ist, hängt ganz von dem besonderen Belastungs- und Auflagerungsfall ab, und ob größere Gebiete mit hohen Drillungsmomenten vorkommen; dies kann für die einzelnen Fälle nur durch Versuche geklärt werden, ebenso, ob man die reduzierten Spannungen als maßgebend ansehen darf und ob vielleicht noch günstige Umstände gefunden werden (umgekehrte Gewölbewirkung der durchgebogenen Platte), die es angezeigt erscheinen lassen, die Grenzen der reduzierten Spannungen etwa weiter zu stecken, ähnlich wie für Balken die zulässige Biegungsspannung verhältnismäßig größer gehalten werden darf als einfache Würfeldruckspannung. Große Hoffnungen möchte ich hierauf nicht setzen. Auch wirtschaftlich sind Platten mit Berücksichtigung der Drillungsmomente nicht günstiger als solche mit $\nu = 1$ und haben den Nachteil eines äußerst verwickelten Kräftebildes.

Immer wird zu verlangen sein, daß eine Bewehrung einem geschlossenen Kräftebilde entspricht, und daß alle Konstruktionsteile die sich hieraus ergebenden Spannungen aufnehmen können, gleichviel, ob man die sich ergebenden tatsächlichen oder die reduzierten Spannungen als maßgebend ansieht.

Einstweilen empfiehlt Verfasser, bei der Berechnung der kreuzweise bewehrten Platten die Elastizitätstheorie und den Faktor ν nur für das Stadium I anzuwenden zur Ermittlung der Rissespannungen. Im Stadium II hält er es für richtig, auf die Drillungsmomente, die außerdem eine verwickelte Bewehrung erfordern, zu verzichten; die Platte ist dann als sich kreuzende Balkenlagen aufzufassen, was einem Werte des Faktors $\nu = 1$ entspricht. Dem Überschuß an Sicherheit, den eine volle Platte dann gegen Balken aufweist, und der auf die Abweichungen vom Hookeschen Gesetze, auf den zweiachsigen Spannungszustand und auf Reste von Drillungsmomenten zurückzuführen ist, könnte für volle Platten durch eine Erhöhung der zulässigen Beanspruchung um etwa 10% gegenüber Balken Rechnung getragen werden, oder durch Benutzung der reduzierten Spannungen mit $1/m =$ etwa $^1/_{10}$ unter Beibehaltung der für Balken üblichen Spannungsgrenzen. Selbstverständlich gilt diese Erleichterung nicht für Hohlstein- und Kassettendecken, die nicht über die Reserven voller Platten verfügen.

[2]) Mörsch, Der Eisenbetonbau, I. Bd., 2. Teil, 5. Aufl., S. 342, Abb. 804.

[3]) Zylinderverdrehungsversuche des Deutschen Ausschusses; Mörsch, Der Eisenbetonbau, I. Bd., 2. Hälfte, S. 250, Abb. 704 u. 724; Biegungsversuche von Suenson, „Beton u. Eisen" 1922, S. 145.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. November ausgegebene Heft 22 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Wettbewerb für ein Kursaalgebäude in Bad Mergentheim a. d. Tauber (Württemberg). — Architekt Dipl.-Ing. Martin Kremmer: Neue schwedische Architektur. Der Ausstellungspavillon Schwedens auf der Pariser Ausstellung. — Regierungspräsident Krüger: Die neuen reichsrechtlichen Vorschriften über die Finanzierung des Wohnungsbaues.

Technische Hochschule Danzig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Baurat Adolf Lerche, Direktor der Siemens-Bauunion in Berlin, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Entwicklung des Schnellbahnbaues.

Technische Hochschule Aachen. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Staatsminister, preußischen Minister für Wissenschaft, Kunst und Volksbildung, Prof. Dr. Dr. K. H. Becker in Berlin, in Anerkennung seines verständnisvollen Eintretens für die Hebung und Ausbildung der Gesamtpersönlichkeit der künftigen Ingenieure sowie seiner Verdienste um die Schaffung erträglicher Lebensbedingungen für die Studierenden der Nachkriegszeit.

Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die Erlangung eines dynamischen Spannungs- und eines Schwingungsmessers.[1]) Aus Interessentenkreisen ist vielfach die Anfrage ergangen, ob der Termin für die Einreichung der Wettbewerbapparate nochmals verlängert werden sollte. Davon kann keine Rede sein. Die Zeit, die den Erfindern und Konstrukteuren für die Ausarbeitung eines bedingungsgemäßen Apparates bis zum 1. April 1926 zur Verfügung steht, war reichlich bemessen. Die Deutsche Reichsbahn wartet sehnsüchtig auf den erwünschten Apparat und hofft auf recht rege Beteiligung. Die Inangriffnahme des dynamischen Problems drängt aus wirtschaftlichen Gründen. Was nutzt es, wenn auf der einen Seite statisch mit peinlicher Genauigkeit gerechnet wird und auf der anderen Seite zur Berücksichtigung der rechnerisch noch nicht faßbaren dynamischen Einflüsse rohe Zuschläge gemacht werden? Das Maß

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 51, S. 581; 1925, Heft 23, S. 306.

dieser Zuschläge muß mit der Zeit ebenso genau ermittelt werden wie alle statischen Kräfte. Auf theoretischem Wege sind dabei schon manche Versuche zur Lösung dieses Problems gemacht worden, doch ist die Frage ohne Kenntnis des tatsächlichen Verhaltens der Tragwerke unter der bewegten Last unlösbar. Daher müssen eingehende, gewissenhafte, alle Einflüsse einzeln erfassende Messungen vorgenommen und ihre Auswertung dann in brauchbare Formeln gebracht werden. Auch auf diesem praktischen Wege ist schon viel geleistet worden; mit eisernem Fleiß hat mancher Wissenschaftler schon reiches Versuchsmaterial zusammengetragen und ausgewertet. Aber — bisher alles umsonst, weil die verwendeten Apparate nicht für die dynamischen Messungen geeignet waren und die Messungsergebnisse deshalb unzuverlässig und falsch sind. Man hat sich daher erst neuerdings damit befaßt, die Eigenschaften eines für solche Zwecke brauchbaren Apparates festzulegen, und diese den Ausschreibungsbedingungen[1]) für den Wettbewerb zugrunde gelegt. Die geforderten Bedingungen müssen erfüllt sein, sonst ist der Apparat für den vorliegenden Zweck nicht geeignet. Daß die Erfüllung der Bedingungen schwierig ist, ist jedem Fachmann klar, dafür winken aber auch als Preise ansehnliche Beträge:

Spannungsmesser	Schwingungsmesser
1. Preis 8000 R.-M.	7000 R.-M.
2. Preis 6000 R.-M.	5000 R.-M.
3. Preis 4000 R.-M.	3000 R.-M.

Hülsenkamp.

Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V. Am Freitag, den 4. Dezember d. J., nachm. 5 Uhr, werden im großen Saale des Ingenieurhauses, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27 (früher Sommerstraße 4a) folgende Vorträge gehalten: Regierungsbaurat Arp, Wesermünde, über „Erweiterung des Geestemünder Hafens"; Regierungsbaurat Wittmer, Neuruppin, über „Die Kultivierung des Rhinluchs".

Vollendung des 2. Kanalabstiegs am Mittellandkanal bei Minden. Nach einer Bauzeit von $3^1/_2$ Jahren ist der zweite Abstieg des Mittellandkanals zur Weser bei Minden (Südabstieg) dem Verkehr übergeben worden. Durch ihn wird der Verkehr zwischen Kanal und Weser, der bisher allein auf die auf dem westlichen Weserufer angelegte Schachtschleuse (Nordabstieg) angewiesen war, im Falle einer Betriebsstörung an der Schachtschleuse aufrechterhalten. Auch hat eine Sperrung der Brücke, auf der der Kanal die Weser überquert, eine Unterbrechung der durchgehenden Schiffahrt auf dem Kanal nicht mehr zur Folge, da die Schiffe durch die Schachtschleuse nach der Weser absteigen und auf dem Wege über den zweiten Abstieg wieder nach dem Kanal aufsteigen können. Der zweite Abstieg besteht aus einer schon früher angelegten Schleuse von rd. 6 m Gefälle, die den Zugang vom Kanal zu dem auf etwa halber Höhe zwischen Kanalspiegel und Weser liegenden Industriehafen der Stadt Minden vermittelt, einem rd. 800 m langen Verbindungskanal zwischen Industriehafen und Weser, sowie einer Schleuse von rd. 7,5 m Gefälle am unteren Ende des Verbindungskanals. Die Nutzlänge der neuen Schleuse beträgt 85 m, ihre Weite 12,5 m, so daß auch die breitesten Weserraddampfer den Industriehafen erreichen können. Durch zwei offene Sparbecken wird der Wasserverbrauch der neuen Schleuse auf ungefähr die Hälfte verringert. Ein längerer Probebetrieb hat die Betriebsfähigkeit der Anlage ergeben.

Ein Reichsministerium für Technik und Verkehr bildet den Gegenstand einer vom 10. Oktober 1925 datierten Eingabe des Reichsbundes Deutscher Technik E. V. an den Reichstag. Mit dieser Eingabe wird eine im Verfolg des Antrages des 5. Ausschusses (Reichshaushalt) vom 7. Februar 1925 (Drucksache Nr. 504) von dem Reichsbunde ausgearbeitete Zusammenstellung der Arbeitsgebiete eines solchen Ministeriums mit ausführlicher Begründung dem Reichstage überreicht. Bei der großen Bedeutung des Vorschlages für die gesamte deutsche Technik geben wir nachfolgend jene Zusammenstellung wieder, verweisen aber bezüglich der Angabe der zurzeit zuständigen Zentralbehörden sowie wegen der Begründung auf die Eingabe selbst. Dem vorgeschlagenen neuen Ministerium und seinen nachgeordneten Behörden würden unter Zugrundelegung des Haushalts 1924 zusammen 4223 Beamte und Hilfskräfte zuzuführen sein.

Arbeitsgebiete eines Reichsministeriums für Technik und Verkehr.

I. Reichsministerium.

A. Reichsbauverwaltung.
1. Bauverwaltung im Bereich der Landesfinanzämter.
2. Bauverwaltung in der Reichsvermögensverwaltung.
3. Unterkunft der Reichsbehörden, Unterhaltung der Dienstgebäude.
4. Wohnungs- und Siedlungswesen, Förderung der Moorkultur usw.
5. Kriegergräber.
6. Nationaldenkmäler.
7. Verdingungswesen.
8. Reichsverdingungsausschuß.
9. Baustatistik und Plankammer.
10. Privatarchitekten- und Wettbewerbangelegenheiten, Regelung der Gebührenfragen und Ähnliches.
11. Bautechnische Sonderfragen.
12. Normungsfragen.
13. Personal- und Verwaltungsangelegenheiten der nachgeordneten Bauämter (vergl. II. Nachgeordnete Behörden).

B. Eisenbahnwesen einschl. Eisenbahnverkehr.
1. Aufsicht über die Reichsbahn.
2. Verwaltung des mobilen und immobilen Eisenbahnvermögens des Reiches.
3. Aufsicht über die Privateisenbahnen-Unterstützung aus öffentlichen Mitteln.
4. Konzessionswesen.
5. Betriebsangelegenheiten — Aufsicht, Unfälle, Fahrpläne, Tarife
6. Bauangelegenheiten — Sicherungswesen, Statistik, Neubau.
7. Maschinenwesen, Dampfkesselaufsicht (bei den Eisenbahnen — vergl. I. D. 7).
8. Verdingungswesen.
9. Landeseisenbahnräte.
10. Leistungspflicht der Eisenbahn aus Art. 96 der Reichsverfassung.

C. Reichswasserstraßen und Wasserstraßenverkehr.
1. Ausbau, Aufsicht, Betrieb einschl. Strom- und Schiffahrtspolizei, Schlepperei-, Schiffsgefäß- und Schiffsmaschinen-Wesen und Dampfkesselaufsicht bei staatseigenen Fahrzeugen und Anlagen.
2. Allgemeine wasserwirtschaftliche Fragen einschl. Talsperrenfragen (vergl. D. 3).
3. Seezeichen und nautisches Nachrichtenwesen einschl. Personal- und Verwaltungsangelegenheiten der Seewarte.
4. Lotsenwesen und technische Seeschiffahrtsangelegenheiten.
5. Verkehrsabgaben, Gebühren, Tarifwesen.
6. Verkehrsaufgaben (Beobachtung, Wartung und Regelung des Verkehrs).
7. Verdingungswesen (Preis-, Lohn- und Wirtschaftsstatistik).
8. Wasserstraßenbeiräte.
9. Technische Neuheiten einschl. Baustoff-Überwachung und Prüfung.
10. Hochwasserschutz.
11. Vermessungswesen und Pegelwesen.
12. Prüfungswesen der Schiffsbesatzung einschl. des Maschinenpersonals.
13. Ingenieurtechnische Angelegenheiten des Auslandes.
14. Internationalisierung der Ströme.
15. Personal- und Verwaltungsangelegenheiten der nachgeordneten Wasserbaubehörden und Dienststellen (vergl. II. C.).

D. Energiewirtschaft.
1. Allgemeine Energiewirtschaft, insbesondere Gesetzgebung.
2. Maß- und Gewichtswesen.
3. Ausnutzung der Wasserkräfte.
4. Elektrizitätswirtschaft des Reiches.
5. Elektrotechnische und maschinentechnische Angelegenheiten einschl. Neuerungen und Erfindungen.
6. Soweit das Reich zuständig ist: Dampfkesselaufsicht, Prüfung von Druckgefäßen für Gas, Luft und dgl. (soweit nicht B. Eisenbahnwesen und C. Wasserstraßen zuständig), Prüfung von Motoren und Überwachung des Bedienungs- und Überwachungspersonals solcher Anlagen.
7. Zulassung, Überwachung, Regelung und Unterstützung öffentlicher Elektrizitätsunternehmungen.

E. Kraft- und Luftfahrwesen einschl. Verkehr.
1. Überwachung, Regelung und Sicherung des Kraftwagenverkehrs einschl. Überwachung des Baues und Betriebes der Fahrzeuge und Motoren.
2. Zulassung und Unterstützung von Kraftfahrunternehmungen.
3. Motorrad- und Radfahrverkehr einschl. Überwachung des Baues und Betriebes der Fahrzeuge und Motoren.
4. Tarife und Abgaben sowie Statistik im Kraftfahrverkehr.
5. Neuordnung, Typisierung, Prüfung und Weiterentwicklung der Kraftfahrzeuge und Motoren.
6. Kraftwagenstraßen.
7. Überwachung, Regelung und Sicherung des Luftverkehrs einschl. Überwachung des Baues und Betriebes der Fahrzeuge.
8. Zulassung und Unterstützung von Luftfahrtunternehmungen.
9. Tarife, Abgaben, Statistik im Luftfahrwesen.
10. Normung, Typisierung, Prüfung, Weiterentwicklung im Luftfahrwesen.
11. Meteorologie, Bordinstrumente.

[1]) Zu beziehen durch das Eisenbahnzentralamt Berlin.

12. Nachrichtensammelstelle für Kraftwagen- und Luftverkehr, Verbindung mit anderen Verkehrsmitteln.
13. Betriebsstoffragen.
14. Ausbildungswesen des Personals.

F. Landesvermessung.
1. Beirat für Vermessungswesen (Einheitliche Behandlung der technisch-wissenschaftlichen und praktischen Fragen des Vermessungswesens).
2. Landesgrenzangelegenheiten.
3. Landesaufnahme: a) Triangulation, b) Hauptnivellement, c) Landestopographie, d) Photogrammetrie zur Herstellung der Reichskarten, e) Landeskartographie, f) Landesgrenzstelle, g) Reproduktion und Vervielfältigung der Reichskarten.
4. Personal- und Verwaltungsangelegenheiten des Reichsamtes für Landesaufnahme (vgl. II. F.).

G. Gewerblicher Rechtsschutz.
1. Allgemeine Angelegenheiten des Patent-, Muster-, Zeichen- und Markenwesens u. d. unlauteren Wettbewerbs, Internat. Verträge.
2. Allgemeine Angelegenheiten betr. Patent- und Gebrauchsmusterverletzungen, Widerrechtliche Benutzung von Warenzeichen.
3. Personal- und Verwaltungsangelegenheiten des Reichspatentamtes. (vgl. II. nachgeordnete Behörden).

H. Allgemeine Personal- und Verwaltungsangelegenheiten der technisch-wissenschaftlichen Reichsanstalten.
Physikalisch-Technische und Chemisch-Technische Reichsanstalt (vgl. II. nachgeordnete Behörden).

J. Mitbearbeitung aller sonstigen technischen Angelegenheiten der anderen Ministerien.
(Ausstellungswesen, Gewerbeaufsicht, Ausbildungs- und Prüfungswesen für techn. Reichsbeamte, Reichsbetriebe usw.)

K. Allgemeine Haushalts-, Verwaltungs- und Personalangelegenheiten des Ministeriums.

II. Nachgeordnete Behörden.

Zu A. Reichsbauverwaltung.
Die Baugruppen bei den Landesfinanzämtern (z. Z. 26) mit den nachgeordneten Reichsbauämtern (z. Z. 77) und den jeweils erforderlichen Reichsneubauämtern (z. Z. 5), ferner die Bauabteilung bei der Reichsvermögensverwaltung in Koblenz mit den nachgeordneten Ortsdienststellen (z. Z. 21).

Zu C. Reichswasserstraßen und Wasserstraßenverkehr.
1. Reichskanalbauamt in Kiel.
2. Neckarbaudirektion in Stuttgart.
3. Ems-Jade-Kanal.
4. Reichs-Wasserschutz (über das ganze Reich verteilt).
5. Seezeichenverwaltung.
6. Deutsche Seewarte in Hamburg.
7. Technische Kommission für Seeschiffahrt in Berlin.
8. Reichsschiffahrts-Vermessungsamt in Berlin.
9. Reichsprüfungsinspektoren (in Berlin und Bremen).
10. Reichsoberseeamt in Berlin.
11. Reichskommissare bei den Seeämtern.

Zu F. Landesvermessung.
Reichsamt für Landesaufnahme a) Wissenschaftlicher Teil, b) Reichskartenstelle.

Zu G. Gewerblicher Rechtsschutz. Reichspatentamt.

Zu H. Technisch-Wissenschaftliche Reichsanstalten.
1. Physikalisch-Technische Reichsanstalt.
2. Chemisch-Technische Reichsanstalt.
3. Reichszentrale für Erdbebenforschung.

Die Brückensäule auf der Kölner Messe. Die Rheinisch-Westfälische Zement-Verkaufsstelle G. m. b. H. in Bochum hatte sich anläßlich der Kölner Herbstmesse die Aufgabe gestellt, der Öffentlichkeit die bekannten Vorzüge der von ihr vertretenen „hochwertigen Portland-Zemente“ an einem Ausführungsbeispiel sinnfällig vor Augen zu führen. Gleichzeitig lag ihr daran, sich als maßgebender Verkaufsorganisation der Portland-Zementindustrie einen Ausdruck würdiger Repräsentation zu schaffen. Zu diesem Zweck wurden die Architekten Wahl & Rödel, Essen-Köln, mit der Entwurfsbearbeitung einer für das Kölner Messegelände bestimmten monumentalen Brückensäule betraut. Wegen der Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit mußte die Bauausführung, einschließlich der Vorbereitungs- und Erdarbeiten, der gesamten Betonarbeiten an den Fundamenten, der Aufstellung der Schalung, des Einbringens der Eisenbewehrung und einschließlich des Stampfens, bezw. der Gießarbeit (plastischer Beton), auf eine Frist von nur elf Arbeitstagen zusammengedrängt werden. An einzelnen Stellen wurde der Bau bereits drei Tage nach Einbringung des Mischgutes ausgeschalt.

Namhafte Betongroßfirmen hatten wegen der knappen Ausführungsfrist die Übernahme der Bauausführung abgelehnt. Der Firma Heinrich Stöcker in Köln-Mülheim gelang es indessen, den Turm in einer so kurzen Frist pünktlich fertigzustellen. Dabei mußte an zeitraubenden Zwischenfällen in Kauf genommen werden, daß auf der Baustelle lagernde Stapel von insgesamt 700 t Moniereisen zunächst fortzuräumen waren und daß die Gründungsarbeiten infolge des unzuverlässigen Baugrundes umfangreicher wurden, als ursprünglich anzunehmen war.

Das in Abb. 1 bis 3 dargestellte Bauwerk bietet besondere Beachtung wegen der Art und Weise der Ausführung, sowie in statischer Beziehung.

Über einem gleichseitigen Dreieck von 25 m Seitenlänge erheben sich im Zuge der Winkelhalbierenden drei Brücken von je 12 m Länge. Aus dem Schnittpunkte der Brücken entwickelt sich, in den Abmessungen auf das äußerste beschränkt, eine senkrecht emporsteigende dreikantige Säule, die im Innern durch Steigeisen besteigbar ist. Auf ihrer Spitze reckt sich eine Stange empor, die als Bekrönung des ganzen Werkes das Wahrzeichen der Zement-Verkaufsstelle, Bochum, trägt. Die Gesamthöhe des Bauwerkes beträgt bis zur Spitze rd. 35 m.

Statisch betrachtet stellt das Bauwerk eine räumliche Rahmenkonstruktion dar, auf die der obere Turmteil aufgesetzt ist. Bemerkenswert ist der flache Stich dieses Rahmens; bei einer Stützlänge von 25 m beträgt die Scheitelhöhe nur 3,1 m. Derartige Konstruktionen erzeugen einen großen wagerechten Schub. Im vorliegenden Falle beträgt dieser 180 t bei einer lotrechten Stützkraft von 60 t. Die von der Eisenbetonkonstruktion aufzunehmenden Biegungsmomente betragen bis zu 200 000 mkg. Bei dem gewählten Betonquerschnitt entspricht dies einer Materialbeanspruchung von 60 kg/cm².

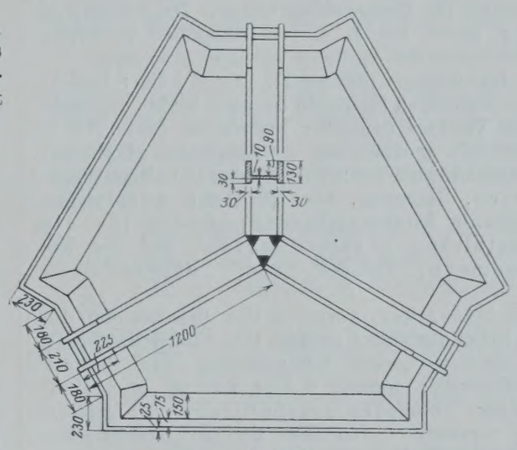


Abb. 2. Grundriß in Höhe A—B.

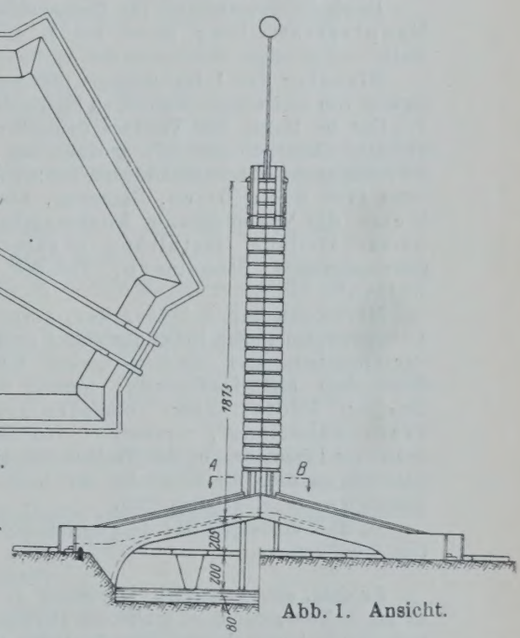


Abb. 1. Ansicht.

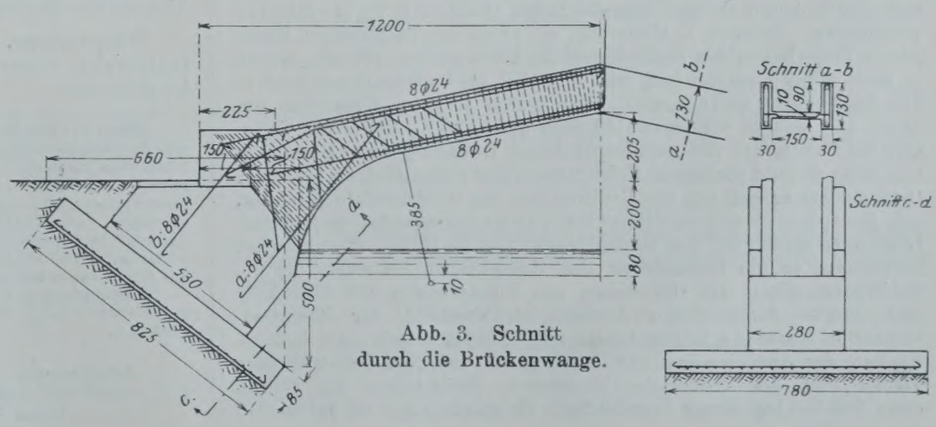


Abb. 3. Schnitt durch die Brückenwange.

Bei der statischen Berechnung des räumlichen Fachwerkes wurde ausgegangen von dem statisch bestimmt gedachten System, bei dem ein Auflager gelenkig fest und die beiden anderen frei beweglich vorausgesetzt wurden. Die virtuellen Verschiebungen bei den entsprechenden Belastungen wurden festgestellt, ebenso die Verschiebungen infolge $H = -1$. Der Schub berechnet sich sodann aus der Gleichsetzung der Verschiebungen. Die Untersuchung erstreckte sich auch auf lotrechte und wagerechte Belastung durch Wind, außerdem auf Wärmegradänderungen von $+15°$ bis $-15°$. Wegen der Bewehrung und der sonstigen baulichen Anordnungen wird auf die Abbildungen verwiesen.

Die Baustelle liegt gegenüber dem Messehof, unmittelbar an der Eisenbahn zwischen der bahnkreuzenden Brücke und dem Gartenhallengelände, gleichzeitig am Fuße der geplanten künftigen, in 75 m Breite über die Bahn sich hinwegspannenden Brücke, die zum neuen Ausstellungsgelände hinüberführen soll. Bei der Ausschachtung ergab sich, daß das Gelände aus etwa 8 m hoch angeschüttetem Boden bestand, ein Umstand, der die Gründung sehr erschwerte und umfangreiche Mehrarbeiten bei der Ausschachtung und bei der Ausbildung der Widerlager nötig machte. Bei einer zulässigen Bodenbeanspruchung von 0,75 kg/cm² mußten unter diesen Umständen 85 cm dicke Fundamentplatten von je 55 m² Grundfläche schräg in der Erde liegend angebracht werden, so daß die Kämpferdrucklinie senkrecht zur Sohlenfuge liegt.

Das ganze Bauwerk ist in gehobelter Schalung ausgeführt, so daß sich irgendwelches Nacharbeiten erübrigt. Der im Entwurf unter dem Denkmal vorgesehene Weiher, der das Bauwerk als Ganzes widerspiegeln soll, wird erst gelegentlich einer späteren Messe fertiggestellt werden.

Die Baupolizei hatte die Bedingung gestellt, daß die unteren Böden erst dann ausgeschalt werden dürften, wenn die aus demselben Material laufend hergestellten Betonprobewürfel eine hinreichende Festigkeit aufwiesen. Die Druckproben ergaben schon nach drei Tagen Erhärtungszeit Festigkeitszahlen, die in gewöhnlichem Zement hergestellte Probewürfel erst nach 28 Tagen zeigen.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Die diesjährige Hauptversammlung findet am 1. und 2. Dezember in Berlin statt.

Dienstag den 1. Dezember, mittags 11, 12 und 1 Uhr: Besichtigung von drei wissenschaftlichen Instituten (je nach Wahl). Abends 7¼ Uhr im Hause des Vereines deutscher Ingenieure, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, großer Saal: Ordentliche Mitgliederversammlung. Wissenschaftlicher Teil: Vortrag des Geh. Regierungsrates Prof. Robert Otzen, Hannover, über „Welche Aussichten bietet die Verwendung hochwertiger Baustoffe für die wirtschaftliche Gestaltung unserer Bauten“ und des Regierungsbaurats Stegemann, Dresden, über „Neuere Bauweisen“.

Mittwoch den 2. Dezember, vorm. 10 Uhr Besichtigung des Untergrundbahnhofes Nollendorfplatz; nachm. 12½ Uhr Besichtigung der Baustelle des Großkraftwerkes Rummelsburg der Berliner Städtischen Elektrizitätswerke; abends 8 Uhr Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Ludin, über „Wasserwirtschaftliche Aufgaben Transkaukasiens“, veranstaltet von dem Berliner Bezirksverein deutscher Ingenieure in der Technischen Hochschule Charlottenburg, Saal 301, zu dem die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen eingeladen sind.

Zu den Vorträgen und den Besichtigungen am 2. Dezember sind Gäste willkommen.

Dr.-Ing. ehr. Friedrich Meythaler †. Im Alter von 57 Jahren ist am 9. November d. J. an einem Herzschlage der bei der Wasser- und Straßenbaudirektion Karlsruhe tätige Oberbaurat Fr. Meythaler verschieden. Geboren in Karlsruhe, wo er an der Technischen Hochschule Fridericiana die Fachbildung als Bauingenieur erwarb, wurde er nach seiner Staatsprüfung im Jahre 1891 als Ingenieurpraktikant in den Staatsdienst übernommen. Hier wurde er beim Wasserbau am Rhein und an den Schwarzwaldflüssen beschäftigt. Bei seiner Tätigkeit im Bezirk der Rheinbauinspektionen Offenburg und Mannheim sammelte er gute praktische Erfahrungen, und namentlich an letzterem Orte machte er sich mit den Bedürfnissen der Großschiffahrt vertraut, was ihn später an entscheidender Stelle zu hervorragenden technischen Leistungen befähigte. Zur Zentralverwaltung als Hilfsarbeiter berufen, bearbeitete er die Einzelheiten des Honsellschen Entwurfs für die Schiffbarmachung des Oberrheins von Sondernheim bis Straßburg und führte dann dessen Ausbau als Vorstand der Rheinbauinspektion Karlsruhe in den Jahren 1907 bis 1912 durch. Als äußeres Zeichen der Anerkennung zur Krönung des wohlgelungenen Werkes verlieh ihm die Technische Hochschule Fridericiana die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber. Er wurde dann im Jahre 1919 Mitglied der Oberdirektion des Wasser- und Straßenbaues und übernahm anfangs das Respiziat über die im staatlichen Flußbau befindlichen Schwarzwaldflüsse, später neben der Stelle des Vorstandes des mit dem Wasserbau eng verbundenen Bureaus für Hydrographie das wichtige Gebiet der Ausnutzung der Wasserkräfte des badischen Landes. Er wirkte ausschlaggebend mit bei dem Ausbau des Murgwerkes und war dann der sachverständige Berater der später für den Betrieb gegründeten Aktiengesellschaft des Badenwerks, dessen Leitung er als Aufsichtsratsmitglied angehörte. Seine letzte Aufgabe, die Lösung der Frage der Donauversinkung bei Immendingen, des hier anhängigen Streitfalles zwischen Württemberg und Baden, konnte er leider nicht mehr zum guten Ende führen. Allzufrüh ist der einfache, bescheidene Mensch seinem Beruf, der freundliche, liebenswürdige Genosse seinen Freunden und Fachgenossen und der treusorgende Familienvater seinen Angehörigen entrissen worden. Ein treues Gedenken sichern ihm seine Werke. Cassinone.

Personalnachrichten.

Baden. Der Baurat Friedrich Honikel beim Neckarbauamt in Heidelberg ist zum Vorstand des Kulturbauamts daselbst ernannt worden.

Versetzt sind: die Bauräte Karl Ketterer, Heidelberg, zum Wasser- und Straßenbauamt in Achern und Max Wunderlin, Waldshut, zum Wasser- und Straßenbauamt in Lörrach.

Der Oberbaurat Dr.-Ing. ehr. Friedrich Meythaler in Karlsruhe, Mitglied der Wasser- und Straßenbaudirektion, ist gestorben.

Bayern. In etatsmäßiger Eigenschaft ernannt: der Regierungsbaurat 1. Klasse bei der Regierung von Mittelfranken Friedrich v. Kramer zum Oberbauamtmann und Vorstand des Landbauamts Augsburg; — der Bauassessor bei der Regierung in Mittelfranken Günther Vollnhals zum Bauamtmann beim Landbauamt Landshut.

In etatsmäßiger Eigenschaft befördert: der Bauamtmann beim Landbauamt Landshut Franz Schneider zum Regierungsbaurat 1. Klasse bei der Regierung von Mittelfranken; — der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsbaurats ausgestattete Oberbauamtmann und Vorstand des Landbauamts Eichstätt Wilhelm Rheinberger zum Oberregierungsbaurat bei diesem Amt; — der mit dem Titel und Rang eines Oberbauamtmanns ausgestattete Bauamtmann beim Landbauamt Eichstätt Konrad Voit zum Regierungsbaurat 1. Klasse bei diesem Amt.

Preußen. Versetzt sind: die Regierungs- und Bauräte (W.) Kees von Schwedt a. d. Oder an die Kanalbauabteilung in Essen und Gronewald von Essen an die Regierung in Aurich; — die Regierungsbauräte (W.) Kuwert von Königsberg i. Pr. an das Wasserbauamt in Münster i. Westf. als Vorstand und Werner von Aurich an das Kanalbauamt in Wesel als Vorstand; — die Regierungsbaumeister (W.) Jessen von Oebisfelde an das Wasserbauamt in Kiel und Dr.-Ing. Hansen von Meppen an das Wasserbauamt in Oppeln.

Dem Regierungsbaurat (W.) Marizy ist die Vorstandsstelle beim Wasserbauamt in Tangermünde endgültig übertragen worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Kurt Fritsch, Gerd Hansen, Karl Hilfer, Friedrich Hörstel und Hans Tockus (Wasser- und Straßenbaufach); — Wilhelm Graf von der Goltz, Hans Hecker (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Der Geheime Baurat Stever, Hannover, früher Oberbaurat bei der Regierung in Hannover, ist gestorben.

Sachsen. Der Beigeordnete der Stadt Duisburg und Vorsteher des städtischen Tiefbauamts, Oberbaurat Wilhelm Geißler, ist zum ordentlichen Professor für städtischen Tiefbau, Elemente der Ingenieurwissenschaften und Straßenbau in der Bauingenieurabteilung der Technischen Hochschule Dresden ernannt worden.

Württemberg. Der Oberbaudirektor Professor Dr. h. c. Konrad Dollinger, früher Dozent an der Technischen Hochschule Stuttgart, ist gestorben.

INHALT: Neuerungen im Landstraßenbau. — Über Luftdruckgründung mit Eisenbeton-Senkkasten. (Schluß.) — Die Drillungsmomente bei kreuzweise bewehrten Platten. — Vermischtes: — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Technische Hochschule Danzig. — Technische Hochschule Aachen. — Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die Erlangung eines dynamischen Spannungs- und eines Schwingungsmessers. — Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V. — Vollendung des 2. Kanalabstiegs am Mittellandkanal bei Minden. — Reichsministerium für Technik und Verkehr. — Brückensäule auf der Kölner Messe. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Dr.-Ing. ehr. Friedrich Meythaler †. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang — BERLIN, 4. Dezember 1925 — Heft 52

Alle Rechte vorbehalten.

Statische Berechnung von Tieftunneln.

Von Dipl.-Ing. **Nolte** und Ing. **Repenning**, Berlin.

Beim Bau von Tieftunneln geht man neuerdings dazu über, diese als allseitig geschlossene Eisenbetonrahmen auszubilden. Diese Bauweise bietet vor allem den Vorteil, daß Wand, Sohle und Decke wesentlich geringere Abmessungen erhalten als bei der bislang üblichen Bauweise als Tunneltrog mit darüberliegender Trägerdecke.

Die Berechnung solcher allseitig geschlossener Rahmengebilde nach den üblichen Verfahren von Müller-Breslau und Mohr dürfte jedoch, besonders bei einer oder mehreren Mittelwänden sowie bei unsymmetrischer Querschnittgestaltung, ziemlich umständlich und zeitraubend sein. Hier bietet der Viermomentensatz, wie er in den bekannten Büchern von Bleich, Ehlers, Saliger und Suter dargestellt ist, ein brauchbares Mittel, die Berechnung mit verhältnismäßig geringem Zeitaufwande durchzuführen, wobei die Genauigkeit des Rechenschiebers genügt.

Über die Verteilung des Sohlendruckes wird man zweckmäßig die bisher übliche Annahme machen, die der Wirklichkeit recht nahe kommen dürfte, nämlich den Auftrieb in voller Höhe gleichmäßig über die Sohle verteilt, die übrigen Lasten dreieckförmig nach der Mitte zu abnehmend (Abb. 1). Es ist aber darauf zu achten, daß zwischen den von unten und den von oben wirkenden Kräften volles Gleichgewicht besteht. Eine genauere Untersuchung der Verteilung des Bodendruckes nach Zimmermann oder Schnidtmann ist viel zu zeitraubend und die genauere Auswertung der Belastungskurven für die Praxis so gut wie undurchführbar. Zudem gehen auch diese Theorien von Annahmen aus, von denen man nicht weiß, in welchem Maße sie zutreffen.

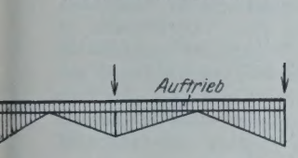


Abb. 1.

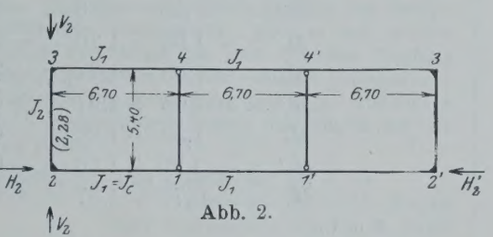


Abb. 2.

Im folgenden soll an Hand von zwei aus der Praxis gegriffenen Beispielen der Rechnungsgang dargelegt werden.

Beispiel 1.

Symmetrischer Rahmen mit zwei mittleren Pendelstützen (Abb. 2 bis 6).

Das System ist fünffach statisch unbestimmt. Für symmetrische Belastung ist es jedoch nur dreifach unbestimmt. Da die ständigen Lasten symmetrisch sind und deren Einfluß überwiegend ist, genügt es in vielen Fällen, nur symmetrische Lasten zu berücksichtigen. Will man jedoch die Aufgabe genauer lösen, so kann man jede beliebige Belastung in eine symmetrische und antisymmetrische zerlegen (B.-U.-Verfahren von Andree)[1].

a) Symmetrische Lasten (Abb. 2).

Es ist

$$l = l' = 6{,}70 \text{ m}$$
$$h = 5{,}40 \text{ m}$$
$$h' = \frac{0{,}6^3}{0{,}8^3} \cdot 5{,}4 = 2{,}28 \text{ m}.$$

Die Winkeländerungen sind

$$\Delta_{w1} = M_1' \cdot 6{,}7 + 2\,M_1\,(6{,}7 + 6{,}7) + M_2 \cdot 6{,}7 - N_1$$
$$\Delta_{w2} = M_1 \cdot 6{,}7 + 2\,M_2\,(6{,}7 + 2{,}28) + M_3 \cdot 2{,}28 - N_2$$
$$\Delta_{w3} = M_2 \cdot 2{,}28 + 2\,M_3\,(2{,}28 + 6{,}7) + M_4 \cdot 6{,}7 - N_3$$
$$\Delta_{w4} = M_3 \cdot 6{,}7 + 2\,M_4\,(6{,}7 + 6{,}7) + M_4' \cdot 6{,}7 - N_4.$$

Mit $M_1 = M_1'$ und $M_4 = M_4'$ ist

$$\Delta_{w1} = 33{,}5\,M_1 + 6{,}7\,M_2 - N_1$$
$$\Delta_{w2} = 6{,}7\,M_1 + 17{,}96\,M_2 + 2{,}28\,M_3 - N_2$$
$$\Delta_{w3} = 2{,}28\,M_2 + 17{,}96\,M_3 + 6{,}7\,M_4 - N_3$$
$$\Delta_{w4} = 6{,}7\,M_3 + 33{,}5\,M_4 - N_4.$$

[1]) W. L. Andree, Das B.-U.-Verfahren. München und Berlin 1919. R. Oldenbourg.

Nun bestehen folgende drei Elastizitätsbedingungen:

Es muß sein (ohne Berücksichtigung der Formänderungsarbeit der Normal- und Querkräfte):

1. die Längenänderung der Strecke $2-2' = 0$
2. „ „ „ „ $3-3' = 0$
3. „ „ „ „ $1-4 = 0$.

Nun ist

$$(1)\quad \Delta\,\overline{2-2'} = (\Delta_{w3} + \Delta_{w4} + \Delta_{w4}' + \Delta_{w3}') \cdot h = 0$$

$$(1a)\quad \Delta_{w3} + \Delta_{w4} = 2{,}28\,M_2 + 24{,}66\,M_3 + 40{,}2\,M_4 - N_3 - N_4 = 0$$

$$(2)\quad \Delta\,\overline{3-3'} = (\Delta_{w2} + \Delta_{w1} + \Delta_{w1}' + \Delta_{w2}') \cdot h = 0$$

$$(2a)\quad \Delta_{w1} + \Delta_{w2} = 40{,}2\,M_1 + 24{,}66\,M_2 + 2{,}28\,M_3 - N_1 - N_2 = 0$$

$$(3)\quad \Delta\,\overline{1-4} = (\Delta_{w2} + \Delta_{w3}) \cdot 1 = 0$$

$$(3a)\quad \Delta_{w2} + \Delta_{w3} = 6{,}7\,M_1 + 20{,}24\,M_2 + 20{,}24\,M_3 + 6{,}7\,M_4 - N_2 - N_3 = 0.$$

Da das System dreifach statisch unbestimmt ist, stehen nur drei Elastizitätsgleichungen zur Verfügung. Da zur Bestimmung der Momente aber vier Gleichungen erforderlich sind, muß die vierte aus den Gleichgewichtsbedingungen aufgestellt werden.

$$(4)\quad V_2 = V_{02} + \frac{M_1 - M_2}{6{,}7} = V_3 = V_{03} + \frac{M_4 - M_3}{6{,}7}$$

$$(4a)\quad M_1 - M_2 + M_3 - M_4 = 6{,}7\,(V_{03} - V_{02}) = Z.$$

Setzt man, was für derartige Rahmengebilde zulässig ist,

$$V_{03} - V_{02} = 0, \text{ so ist}$$

$$(4b)\quad M_1 - M_2 + M_3 - M_4 = 0.$$

Will man mehrere Lastfälle untersuchen, so löst man die Gleichungen zweckmäßig nach den N-Werten auf und erhält Gleichungen von der Form

$$M_n = \beta_{1n} \cdot N_1 + \beta_{2n} \cdot N_2 + \beta_{3n} \cdot N_3 + \beta_{4n} \cdot N_4.$$

Im vorliegenden Fall erhält man

$$(5)\quad M_1 = +0{,}0240\,N_1 + 0{,}0027\,N_2 - 0{,}0133\,N_3 + 0{,}0080\,N_4$$

$$(6)\quad M_2 = +0{,}0027\,N_1 + 0{,}0345\,N_2 + 0{,}0185\,N_3 - 0{,}0133\,N_4$$

$$(7)\quad M_3 = -0{,}0133\,N_1 + 0{,}0185\,N_2 + 0{,}0345\,N_3 + 0{,}0027\,N_4$$

$$(8)\quad M_4 = +0{,}0080\,N_1 - 0{,}0133\,N_2 + 0{,}0027\,N_3 + 0{,}0240\,N_4.$$

Eine gute Rechnungskontrolle ergibt sich aus der Beziehung

$$\beta_{ik} = \beta_{ki}.$$

b) Antisymmetrische Lasten.

Es muß sein

$$M_1 = -M_1'$$
$$M_2 = -M_2' \text{ usw.}$$

Ferner ist

$$\Delta_{w1} = -M_1 \cdot 6{,}7 + 2\,M_1 \cdot 2 \cdot 6{,}7 + M_2 \cdot 6{,}7 - N_1 = 20{,}1\,M_1 + 6{,}7\,M_2 - N_1$$
$$\Delta_{w2} = 6{,}7\,M_1 + 17{,}96\,M_2 + 2{,}28\,M_3 - N_2 \text{ (wie vor)}$$
$$\Delta_{w3} = 2{,}28\,M_2 + 17{,}96\,M_3 + 6{,}7\,M_4 - N_3 \text{ (wie vor)}$$
$$\Delta_{w4} = M_3 \cdot 6{,}7 + 2\,M_4 \cdot 2 \cdot 6{,}7 - M_4 \cdot 6{,}7 - N_4 = 6{,}7\,M_3 + 20{,}1\,M_4 - N_4.$$

Da das System für antisymmetrische Lasten zweifach statisch unbestimmt ist, können nur zwei Elastizitätsgleichungen aufgestellt werden.

$$(1)\quad \Delta\,\overline{1-4} = (\Delta_{w2} + \Delta_{w3}) \cdot l = 0$$

$$(1a)\quad 6{,}7\,M_1 + 20{,}24\,M_2 + 20{,}24\,M_3 + 6{,}7\,M_4 - N_2 - N_3 = 0$$

$$(2)\quad \Delta\,\overline{1'-4'} = (\Delta_{w2} + \Delta_{w3}) \cdot 2\,l + (\Delta_{w1} + \Delta_{w4}) \cdot l = 0$$

Da nach Gl. 1

(2a) $\Delta_{w2} + \Delta_{w3} = 0,$

folgt

(2b) $\Delta_{w1} + \Delta_{w4} = 20{,}1\,M_1 + 6{,}7\,M_2 + 6{,}7\,M_3 + 20{,}1\,M_4 - N_1 - N_4 = 0.$

Aus den Gleichgewichtsbedingungen erhält man

(3) $V_2 = V_{02} + \frac{M_1 - M_2}{6{,}7} = V_3 + V_{03} + \frac{M_4 - M_3}{6{,}7}$

(3a) $M_1 - M_2 + M_3 - M_4 = 0$ (wie vor).

Ferner muß sein

(4) $H_2 = H_{02} + \frac{M_3 - M_2}{5{,}4} = H_2' - H_{02}' + \frac{M_3' \cdot M_2'}{5{,}4}$

oder, da $H_{02} = H_{02}' = 0$ (bei lotrechten Lasten)

(4a) $M_3 - M_2 - M_3' + M_2' = 0$

oder, da $M_2 = -M_2'$

(4b) $2\,M_3 - 2\,M_2 = 0$

(4c) $M_2 = M_3.$

Gl. 4c in Gl. 3a eingesetzt, ergibt

(5) $M_1 - M_2 + M_2 - M_4 = 0$

(5a) $M_1 = M_4.$

Setzt man Gl. 4c und 5a in Gl. 1a und 2b ein, so erhält man

(6) $13{,}4\,M_1 + 40{,}48\,M_2 - N_2 - N_3 = 0$

(7) $40{,}2\,M_1 + 13{,}4\,M_2 - N_1 - N_4 = 0.$

Die Auflösung ergibt

(8) $M_1 = M_4 = 0{,}0280\,(N_1 + N_4) - 0{,}0093\,(N_2 + N_3)$

(9) $M_2 = M_3 = -0{,}0093\,(N_1 + N_4) + 0{,}0278\,(N_2 + N_3).$

Die Anwendung des Verfahrens möge an einem Zahlenbeispiel gezeigt werden.

Die linke Öffnung wird mit einer Verkehrslast von 1,1 t/m belastet (Abb. 3).

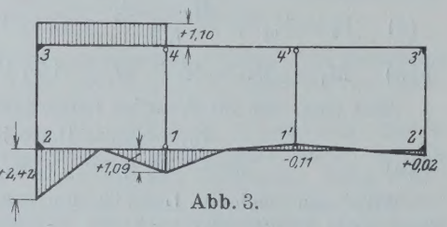


Abb. 3.

Der Fall enthält zwei Unterfälle.

1. Unterfall: Beide Endöffnungen mit $\frac{p}{2} = 0{,}55$ t/m belastet (Abb. 4).

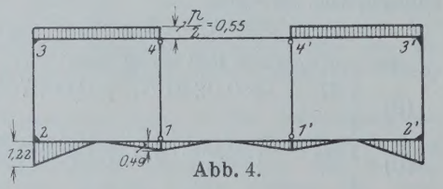


Abb. 4.

Zunächst sind die Bodenreaktionen zu bestimmen, und zwar soll nach unseren Annahmen sein:

(1) $V_{02} = \frac{l}{24}(5\,p_1 + p_2) = V_{03} = \frac{0{,}55\,l}{2}$

(2) $V_{01} = \frac{l}{24}(p_1 + 5\,p_2 + 6\,p_2) = V_{04} = \frac{0{,}55\,l}{2}$

(1a) $5\,p_1 + p_2 = 6{,}6$

(2a) $p_1 + 11\,p_2 = 6{,}6.$

Hieraus

(3) $p_1 = 1{,}22$ t/m

(4) $p_2 = 0{,}49$ „

(5) $N_1 = -(90 \cdot 0{,}49 + 53 \cdot 0{,}49 + 37 \cdot 1{,}22)\frac{6{,}7^3}{960} = -36$

(6) $N_2 = -(53 \cdot 1{,}22 + 37 \cdot 0{,}49) \cdot \frac{6{,}7^3}{960} = 25{,}9$

(7) $N_3 = N_4 = -\frac{0{,}55 \cdot 6{,}7^3}{4} = -41{,}3$

(8) $M_1 = -0{,}72$ tm (10) $M_3 = -1{,}53$ tm

(9) $M_2 = -1{,}20$ „ (11) $M_4 = -1{,}05$ „

2. Unterfall: Linke Öffnung mit $\frac{p}{2} = 0{,}55$ t/m, rechte Öffnung mit $\frac{p}{2} = -0{,}55$ t/m belastet (Abb. 5).

Bodenreaktionen

(12) $V_{02} = \frac{l}{24}(5\,p_1 + p_2) = V_{03} = \frac{0{,}55\,l}{2}$

(13) $V_{01} = \frac{l}{24}(p_1 + 5\,p_2 + 5\,p_2 - p_2) = V_{04} = \frac{0{,}55\,l}{2}$

(12a) $5\,p_1 + p_2 = 6{,}6$

(13a) $p_1 + 9\,p_2 = 6.6$

(14) $p_1 = 1{,}20$ t/m

(15) $p_2 = 0{,}60$ „

(16) $N_1 = (-37 \cdot 0{,}6 + 53 \cdot 0{,}6 + 53 \cdot 0{,}6 + 37 \cdot 1{,}2) \cdot \frac{6{,}7^3}{960} = -26{,}9$

(17) $N_2 = (37 \cdot 0{,}6 + 53 \cdot 1{,}2)\frac{6{,}7^3}{960} = -26{,}9$

(18) $N_3 = N_4 = -\frac{0{,}55 \cdot 6{,}7^3}{4} = -41{,}3$

(19) $M_1 = M_4 = (-0{,}0280 + 0{,}0093)\,(26{,}9 + 41{,}3) = -1{,}27$ tm

(20) $M_2 = M_3 = (+0{,}0093 - 0{,}0278)\,(26{,}9 + 41{,}3) = -1{,}26$ tm.

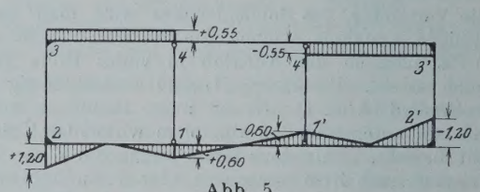


Abb. 5.

Kombiniert man beide Unterfälle miteinander, so ergibt sich

$M_1 = -0{,}72 - 1{,}27 = -1{,}99$ tm
$M_2 = -1{,}20 - 1{,}26 = -2{,}46$ „
$M_3 = -1{,}53 - 1{,}26 = -2{,}79$ „
$M_4 = -1{,}05 - 1{,}27 = -2{,}32$ „
$M_4' = -1{,}05 + 1{,}27 = +0{,}22$ „
$M_3' = -1{,}53 + 1{,}26 = -0{,}27$ „
$M_2' = -1{,}20 + 1{,}26 = +0{,}06$ „
$M_1' = -0{,}72 + 1{,}27 = +0{,}55$ „

(Abb. 3 u. 6).

Beispiel 2.

Symmetrischer Rahmen mit zwei Mittelstützen und sprengwerkförmiger Ausbildung des Mittelfeldes (Abb. 7).

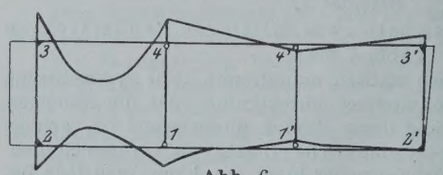


Abb. 6.

Das System ist gewählt worden, um trotz großer Überschüttung das Gewicht der Mitteldecke gering halten zu können und keine zu hohen Außenwände zu erhalten.

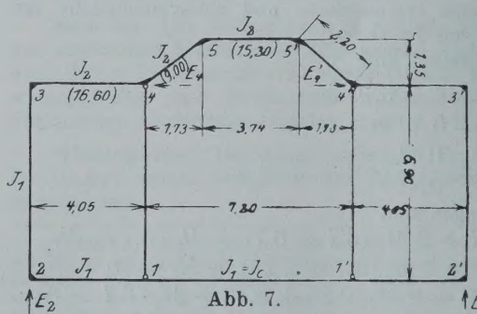


Abb. 7.

Es soll gezeigt werden, wie man bei einem derartigen Querschnitt die Gleichgewichtsbedingungen anzusetzen hat. Der Kürze halber soll hier nur symmetrische Belastung angenommen werden, jedoch würden sich auch bei antisymmetrischer Lastanordnung keine größeren Schwierigkeiten ergeben.

Da dieses System bei symmetrischer Belastung dreifach statisch unbestimmt ist, ergeben sich ähnlich wie im ersten Beispiel folgende drei Elastizitätsgleichungen.

(1) $\Delta 2 - 2' = 0 = 2\,(\Delta_{w3} + \Delta_{w4}) \cdot 6{,}9 + 2 \cdot \Delta_{w5} \cdot 825$

(1a) $\Delta_{w3} + \Delta_{w4} + 1{,}195\,\Delta_{w5} = 6{,}90\,M_2 + 63{,}6\,M_3 + 78{,}55\,M_4 + 85{,}4\,M_5 - N_3 - N_4 - 1{,}195\,N_5 = 0$

$$(2)\quad \begin{cases} \Delta\overline{5-5'} = 0 = 2\,(\Delta_{w1} + \Delta_{w2}) \cdot 8{,}25 \\ \qquad\qquad + 2\,(\Delta_{w3} + \Delta_{w4}) \cdot 1{,}35 \end{cases}$$

$$(2a)\quad \begin{cases} \Delta_{w1} + \Delta_{w4} + 0{,}164\,(\Delta_{w3} + \Delta_{w4}) \\ \quad = 33{,}75\,M_1 + 27{,}08\,M_2 + 17{,}33\,M_3 + 11.12\,M_4 \\ \quad + 1{,}475\,M_5 - N_1 - N_2 - 0{,}164\,(N_3 + N_4) = 0 \end{cases}$$

$$(3)\quad \Delta\overline{1-4} = 0 = (\Delta_{w2} + \Delta_{w3}) \cdot 4{,}05$$

$$(3a)\quad \begin{cases} \Delta_{w2} + \Delta_{w3} = 4{,}05\,M_1 + 28{,}8\,M_2 + 53{,}9\,M_3 \\ \qquad\qquad + 16{,}6\,M_4 - N_2 - N_3 = 0. \end{cases}$$

Da zu den fünf unbekannten Momenten noch zwei Gleichungen fehlen, müssen diese aus den Gleichgewichtsbedingungen gefunden werden. Zu diesem Zwecke denke man sich das System in dem Zustande $M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M_5 = 0$. In diesem Zustande ist das System gegen symmetrische Kräfte dreimal labil. Eine Verschiebung der Punkte wird verhindert, wenn man die Gelenkstabverbindung etwa in 2 und 2′ gegen lotrechte Verschiebung stützt und die Punkte 4 und 4′ durch einen Ersatzstab verbindet. Die Kräfte in diesen Ersatzstäben werden durch die Wirkung der Eckmomente zu Null. Demnach ergibt sich für den Stab E_2:

$$(4)\quad E_2 = V_{02} + \frac{M_1 - M_2}{4{,}05} - \left(V_{03} + \frac{M_4 - M_3}{4{,}05}\right) = 0$$

$$(4a)\quad M_1 - M_2 + M_3 - M_4 = -4{,}05\,(V_{02} - V_{03}) = Z_1.$$

Der Stab E_4 hat im Zustande der Gelenkstabverbindung die Spannung

$$(5)\quad E_{04} = \frac{V_{05} \cdot 1{,}73}{1{,}35} - H_{03} - H_{04},$$

wo V_{05} der lotrechte Auflagerdruck bei 5 der einfachen Balken $\overline{4-5}$ und $5-5'$, H_{03} und H_{04} die wagerechten Auflagerdrücke der einfachen Balken $\overline{2-3}$ und $\overline{3-4}$ bei 3 und 4 sind.

Nun muß sein

$$(6)\quad E_4 = E_{04} + \frac{M_2 - M_3}{6{,}9} + \frac{M_5 - M_4}{1{,}35} = 0$$

$$(6a)\quad 0{,}196\,M_2 - 0{,}196\,M_3 - M_4 + M_5 = -E_{04} \cdot 1{,}35 = Z_2.$$

Die Auflösung der Gl. 1a, 2a, 3a, 4a u. 6a ergibt

$$(7)\quad \begin{cases} M_1 = +0{,}0242\,N_1 + 0{,}0103\,N_2 - 0{,}0089\,N_3 \\ \quad + 0{,}0050\,N_4 + 0{,}0012\,N_5 + 0{,}236\,Z_1 - 0\,119\,Z_2 \end{cases}$$

$$(8)\quad \begin{cases} M_2 = +0{,}0103\,N_1 + 0{,}0205\,N_2 + 0{,}0077\,N_3 \\ \quad - 0{,}0025\,N_4 - 0{,}0050\,N_5 - 0{,}389\,Z_1 + 0{,}343\,Z_2 \end{cases}$$

$$(9)\quad \begin{cases} M_3 = -0{,}0089\,N_1 + 0{,}0077\,N_2 + 0{,}0156\,N_3 \\ \quad - 0{,}0011\,N_4 + 0{,}0005\,N_5 + 0{,}236\,Z_1 - 0{,}025\,Z_2 \end{cases}$$

$$(10)\quad \begin{cases} M_4 = +0{,}0050\,N_1 - 0{,}0025\,N_2 - 0{,}0011\,N_3 \\ \quad + 0{,}0065\,N_4 + 0{,}0067\,N_5 - 0{,}139\,Z_1 - 0{,}487\,Z_2 \end{cases}$$

$$(11)\quad \begin{cases} M_5 = +0{,}0012\,N_1 - 0{,}0050\,N_2 + 0{,}005\,N_3 \\ \quad + 0{,}0067\,N_5 + 0{,}0078\,N_5 - 0{,}017\,Z_1 + 0{,}441\,Z_2. \end{cases}$$

Mit Hilfe dieser Gleichungen kann man sämtliche symmetrischen Lastfälle berechnen.

Verkehrsregelung auf den Straßen in den Vereinigten Staaten.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **E. Neumann**, Braunschweig.

Ein so starker Verkehr, wie er in den Städten und auf den Straßen der Vereinigten Staaten herrscht, kann nur durch eine strenge Verkehrsregelung und straffe Verkehrsdisziplin bewältigt werden.

In den Städten sowie auf den Landstraßen sind umfangreiche Zählungen vorgenommen. Über den städtischen Verkehr hat Boston in allerneuester Zeit Zählungen veranstaltet, weil es mit großen Straßendurchbruchentwürfen beschäftigt ist und für den Umfang der Durchbrüche Unterlagen gewinnen wollte. Einige Durchbrüche sind schon durchgeführt oder in der Ausführung begriffen. Aus diesen Zählungen sollen einige bemerkenswerte Zahlen hier folgen, um ein Bild über den Verkehr zu geben.

Schnittpunkt der Boylston-Str. und Charles-Str. 21. 4. 25
8 a. m.—6 p. m. 23259 Wagen
" " " " und Tremont-Str. 25. 10. 23
21350 Wagen.

Um die Verkehrsgröße kennenzulernen, die zu bestimmten Zeiten in den Geschäftsbezirken durch die vorhandenen Einfallstraßen einfahren oder ausfahren, hat man die an der Grenzlinie des Bezirkes einlaufenden oder auslaufenden Wagen von $^1/_2$ zu $^1/_2$ Stunde gezählt. Zwischen 8^{30} bis 9^{00} morgens ist der stärkste Verkehr in die Stadt hinein, 4470 Wagen gegen 2572, die aus der Geschäftstadt herausfahren. Zwischen 5^{00} bis 5^{30} ist der Verkehr umgekehrt; 5321 fahren aus der Stadt heraus, 3087 herein (1912 zählte ich schon in einer Nachmittagsviertelstunde auf der stärksten Verkehrstraße in Chicago, dem Michigan Boulevard, 330 Wagen). Der gesamte Tagesverkehr an der verhältnismäßig schmalen Grenze von etwa 1.8 km, denn die Geschäftstadt von Boston liegt wie Manhattan (New York) auf einer Landzunge, beträgt von 8 a. m. bis 6 p. m. 139014 Wagen, davon 61 % Personen-, 29 % Geschäftswagen und 10 % Pferdewagen. Es leuchtet ein, daß selbst auf den breitesten Straßen solch ein Verkehr durch Zwangsmaßnahmen geregelt werden muß.

In Amerika wird rechts gefahren, links überholt. An Straßenkreuzungen wird besonders darauf gehalten, daß beim Einbiegen nach links, soweit das überhaupt zugelassen ist, ein weiter Bogen gefahren wird. Darum findet man bei Straßenkreuzungen in der Straßenmitte, wenn keine Straßenbahnschienen vorhanden sind, ein Schild aufgestellt — Keep to the Right. Auf Sternplätzen, z. B. auch in Parkanlagen, wird dieses Schild durch einen Aufbau ersetzt, der nach vier Richtungen Lichter zeigt, die als Blinkfeuer ausgebildet sind. Statt eines Aufbaues findet man auch Lampen, die in der Fahrbahn im Straßenschnittpunkt eingebaut und zum Schutz gegen Beschädigung mit einem Rost abgedeckt sind, sogenannte Schildkröten oder Pilze.

Um Schutzinseln zu schaffen, in denen der Fußgänger vor dem Wagenverkehr geschützt ist, werden eine ganze Anzahl von Ständern aufgestellt, die eine Fläche abgrenzen, die nicht befahren werden darf. So werden auch z. B. an den Haltestellen der Straßenbahnen, wenn die Gleise in der Mitte liegen, durch die Aufstellung von Ständern oder durch Schildkröten Flächen vom Verkehr freigehalten (s. Abb. 1). Bewegliche Ständer werden weiterhin als Haltesignal an Straßenkreuzungen benutzt, z. B. wenn Querstraßen Durchgangstraßen kreuzen. In solchen Fällen hat der Durchgangverkehr das Vorrecht. Der Querverkehr muß vor der Durchgangstraße halten und warten, bis sich eine Lücke findet, durch die er hindurch die Straße kreuzen kann. Die Verwendung solcher beweglicher Ständer ist sehr geeignet auf großen Plätzen, wenn man nicht gleich die Einteilung ändern will, sondern versuchsweise Regelungen vornimmt, um erst die günstigsten Fahrlinien auszuprobieren. Voraussetzung ist, daß der Verkehr sie beachtet. Das ist in den Staaten der Fall, sie werden mit einer Vorsicht umfahren, als wenn ein lebender Schutzmannsposten dort stände. Ihr Vorteil besteht auch darin, daß man zu verschiedenen Tagesstunden den Verkehr verschieden leiten kann durch Umstellung der Tafeln.

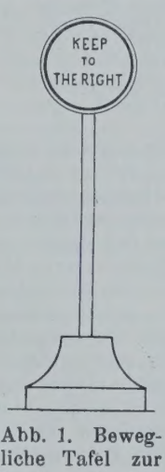


Abb. 1. Bewegliche Tafel zur Regelung des Verkehrs.

Wie schon erwähnt, darf in den Verkehrszentren nicht nach links eingebogen werden. Es stehen an den Ecken Tafeln mit der Mahnung „No turn to the Left“. Wer nach links fahren muß, kann das in der Weise erreichen, daß er nach rechts ausbiegt und einen Häuserblock im Sinne des Uhrzeigers umfährt und dann die Straße, aus der er gekommen ist, nunmehr rechtwinklig kreuzt.

Bewegliche Schilder geben ferner Zonen an, wo Wagen nicht aufgestellt werden dürfen „No Parking“, oder wo die Zeit für Aufstellung von Wagen auf bestimmte Fristen, z. B. 1 Stunde beschränkt ist, wo langsam gefahren werden muß „Drive slow“, wo Lastverkehr ausgeschlossen ist „commercial traffic prohibited“, wo bestimmte Geschwindigkeiten zugelassen sind. Diese Tafeln sind bisweilen auch ortsfeste Anlagen, wo eben der Straßenanlage nach dauernd mit einer solchen Verkehrsregelung zu rechnen ist. Dann sind feste Türme aufgestellt oder die schon erwähnten Schildkröten angebracht. Die Lampen haben rotes Licht. Abb. 2 stellt eine Straßenkreuzung in Washington dar mit Schutzinseln, die durch Schildkröten bezeichnet sind.

Der Kreuzungsverkehr auf den Straßen wird grundsätzlich so geregelt, daß abwechselnd immer die eine oder die andere Richtung fahren darf. Auf den großen Verkehrstraßen geschieht die Regelung von Verkehrstürmen aus, von denen aus stets eine ganze Reihe weiterer Signaltürme bedient werden. Rotes Licht bedeutet Halten, grünes

[1] Von diesem Aufsatze, zusammengefaßt mit den in der „Bautechnik“ 1925, Heft 43 u. 48 bis 50 veröffentlichten Aufsätzen desselben Verfassers über den nordamerikanischen Straßenbau, wird demnächst ein erweiterter Sonderdruck im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erscheinen. Die Schriftleitung.

Freie Fahrt. Auf dem Michigan Boulevard in Chicago bediente ein Verkehrsturm (s. Abb. 3) 8 weitere Signale an den anschließenden Straßenkreuzungen in der Weise, daß alle Signale zu gleicher Zeit dieselben Farben anzeigten. Dann folgte wieder ein Turm, von dem aus eine weitere Reihe von Signalen bedient werden. Abb. 4 zeigt einen Verkehrsturm auf einer Ausfallstraße von New York nach der Meeresküste. Hier macht der zeitweise sehr starke Ausflugverkehr eine Fahrregelung notwendig.

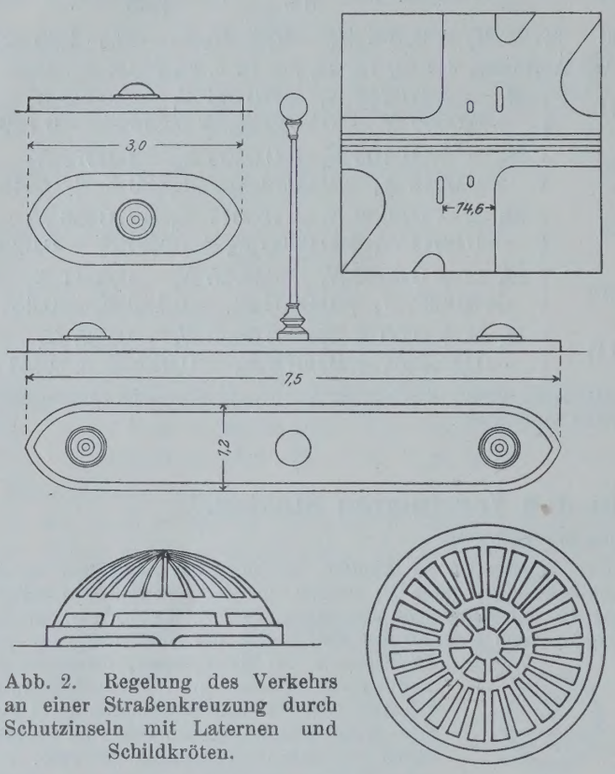


Abb. 2. Regelung des Verkehrs an einer Straßenkreuzung durch Schutzinseln mit Laternen und Schildkröten.

In den Außenbezirken der Städte stehen diese Signalpfosten nicht in der Straßenmitte, sondern an den Straßenecken, und zwar stets zwei an gegenüberliegenden Ecken. Diese werden selbsttätig bedient. Das in der einen Richtung auf beiden Türmen erscheinende grüne Licht gibt die eine Straße frei, während zu derselben Zeit das in der anderen Richtung erscheinende rote Licht diese Richtung sperrt. Die selbsttätige Schaltung ist so eingerichtet, daß je nach der Bedeutung der einzelnen Straßen die Durchfahrzeiten verschieden groß bemessen werden können. Es ist klar, daß eine willkürliche Regelung der Fahrzeiten nach den beiden Richtungen den Verkehr sehr aufhalten muß. Deshalb können die Automaten auf verschiedene Zeiten eingestellt werden. Es konnte verschiedentlich beobachtet werden, daß selbst zu Zeiten sehr geringen Verkehrs bei fast wagenleeren Straßen die Signale von den Kraftwagen sorgsam beachtet und niemals überfahren wurden.

Bei beschränktem Raum und bei schmalen Bürgersteigen werden die Signale im Straßenschnittpunkte an Drähten aufgehängt und von Schutzleuten, die an der Seite auf dem Bürgersteig stehen, betätigt. Solche Regelungen an Straßenschnittpunkten findet man selbst in Städten von 30000 bis 40000 Einwohnern, weil auch dort der Verkehr der Kraftwagen einen erstaunlichen Umfang angenommen hat.

In Boston war eine besonders verwickelte Anlage am Schnittpunkte der Boylston- und Tremont-Str. vorgesehen. Hier mußte, weil die eine Straßenecke ein Park ist, auch die Möglichkeit des Einbiegens nach links gegeben werden. Deshalb zeigte die in der Straßenmitte aufgestellte Signalanlage, die von einem Polizeibeamten vom Bürgersteig aus von einem erhöhten Platze bedient wurde, fünf verschiedene Signale, neben den roten und grünen Signalen in jeder Straßenachse an dritter Stelle einen Zeiger, der das Einbiegen gestattete, an vierter Stelle Signale, die alle Fahrwege sperrten, weil dann an fünfter Stelle ein Schild erschien: „passenger cross“, Übergang für Fußgänger.

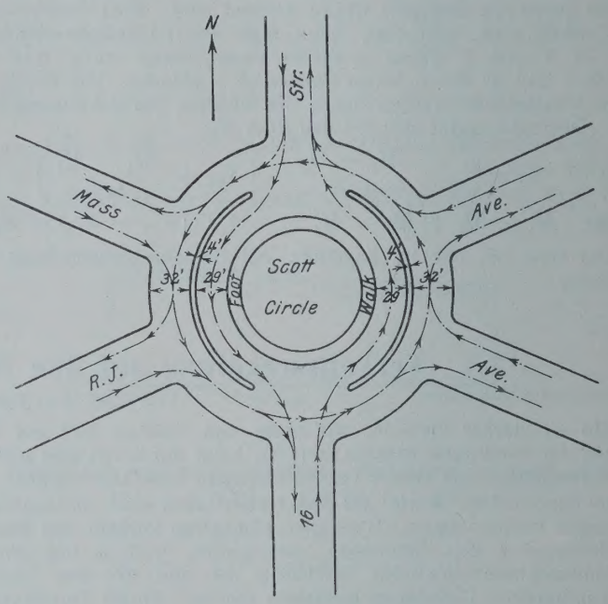


Abb. 5. Verkehrsregelung auf dem Scott Circle, Washington.

Als Vorsignal, wenn die Richtungen gewechselt werden, hat man in einzelnen Städten gelbe Lichter zwischengeschaltet, oder man hat zwei Reihen kleiner Lampen zwischen Rot und Grün eingebaut, die beim Wechsel nacheinander aufflammen und auf den Wechsel vorbereiten (Reading), oder es ertönt ein Klingelzeichen.

Wo ein sehr starker Verkehr herrscht, der eine fortlaufende Beobachtung erfordert, überläßt man die Regelung Polizeibeamten, die in Straßenmitte stehen und Signale drehen, auf denen stop — Halt oder Go — Fahrt steht oder durch Pfeifensignale die Richtungen freigeben. So bedeutet in Chicago im Loop ein einmaliger Pfiff die Freigabe der N—S-Richtung, ein zweimaliger Pfiff die O—W-Richtung.

Außerdem werden noch durch verschiedene Zeichen die Wagen und Fußgänger zur Vorsicht gemahnt. In der Nähe von Schulen sind stets besondere Zeichen, die zum langsamen Fahren auffordern mit dem Hinweise, daß eine Schule in der Nähe ist. Die Fußgänger werden zur Vorsicht gemahnt, indem Schilder angebracht sind — one was killed here —, auf denen wie Marterl das Publikum aufmerksam gemacht wird, daß die Strecke gefährlich ist und bereits schon Opfer gefordert hat. Die Straßenübergänge sind für die Fußgänger mit weißen Strichen bezeichnet. Außerdem wird der Fahrdamm mit besonderem Hinweise bemalt, z. B. auch in der Nähe von Schulbezirken. In New York ertönen um 3 Uhr p. m. alle Dampfpfeifen, um den Verkehr auf den Schulschluß aufmerksam zu machen und zu größter Vorsicht zum Schutze der Schulkinder zu ermahnen. Die Enden von Sackgassen werden mit roten Signalen versehen, die mit Unterbrechung wie Leuchtfeuer aufleuchten.

Die schachbrettartige Anlage der Straßen erleichtert in vieler Hinsicht die systematische Verkehrsregelung. Aber Schwierigkeiten stellen sich sofort ein, wo die Straßenanlage eine andere ist, z. B. in Washington, wo eine Anzahl strahlenförmig verlaufender Avenuen durchkreuzt werden von einem Schachbrettsystem, wodurch wenig übersichtliche Sternplätze geschaffen werden (Abb. 2). Hier bleibt unter Umständen nichts anderes übrig, als die Karussellfahrt einzuhalten, die sich aber keineswegs reibungslos abwickelt. So dauerte z. B. die Umfah-

Abb. 3. Verkehrsturm in Chicago.

Abb. 4. Verkehrsturm in New York.

rung des Platzes, auf dem das Rathaus von Philadelphia steht, im $^3/_4$-Kreisbogen 8 Minuten.

Eine eigenartige Lösung hat man auf dem Scott Circle in Washington angewendet, die durch Abb. 5 erläutert ist, indem man dieselbe Verkehrsrichtung noch durch halbkreisförmige Schutzinseln getrennt hat, sowohl zur Regelung des Wagenverkehrs wie zum Schutze der Fußgänger. Durch Unterteilung des sehr breiten Fahrdammes wird sein Überschreiten erleichtert. Die Schachbrettanlage ermöglicht vor allem dort, wo die vorhandenen Straßenbreiten nicht ausreichen, Einbahnstraßen einzuführen. So sind in New York etwa bis zum Zentralpark alle in O—W-Richtung verlaufenden Straßen crosstown — Einbahnstraßen —, die Straßen der geraden Nummern sind dem Verkehr von O—W, die der ungeraden von W—O freigegeben, die in N—S-Richtung verlaufenden Avenuen sind breit genug, um den Verkehr in zwei Richtungen aufzunehmen. Auch in Philadelphia ist dieselbe Regelung im Stadtzentrum getroffen, weil dort mit Ausnahme der beiden sich am Rathaus rechtwinklig schneidenden Straßen Broadstreet (N—S) Marketstreet (O—W) alle zu diesen Straßen parallelen Straßen zu schmal sind. Bei meinem Besuch 1912 durften diese Straßen noch in zwei Richtungen befahren werden.

Eine schwere Aufgabe erwächst dem Verkehrsfachmann in der Unterbringung der Wagen, im Parken. Die Garagen sind nicht in dem Maße gebräuchlich wie bei uns. Zwar findet man in den Außenstädten selbst in Gebieten, wo die weniger Bemittelten wohnen, hinter den Häusern Garagen. Aber im allgemeinen herrscht doch der Gebrauch vor, den Wagen auf der Straße stehenzulassen. Die Gefahr des Stehlens ist heute nicht mehr so groß. Eine genaue Regelung der Fahrtausweise erschwert die Benutzung gestohlener Wagen, und die Ankäufer gebrauchter Wagen sind außerordentlich vorsichtig. Wagen werden widerrechtlich eigentlich nur noch zu kurzen Vergnügungsfahrten, z. B. von Liebespärchen benutzt und dann irgendwo stehengelassen. So meldet z. B. der Bericht der Parkverwaltung Philadelphia, daß in einem Jahre neun herrenlose Kraftwagen gefunden worden sind.

Das Parken auf den Wohnstraßen mit ihrer niedrigen Bebauung (Einfamilienhäuser) ist bei der genügenden Breite des Fahrdammes und dem geringen Verkehr unbedenklich. Schwieriger gestaltet sich die Unterbringung der Wagen in der Geschäftstadt für diejenigen, die dort ihren Wagen während der Arbeitszeit unterstellen wollen. Höfe gibt es nicht. Man kann nur Bauplätze und freie Plätze und Straßen dazu benutzen. Hier wird aber auch jedes Plätzchen unter polizeilicher Regelung ausgenutzt. Ich habe mehrmals erlebt, daß wir lange Zeit auch in kleineren Städten wie Atlanta umherfahren mußten, bis wir einen Platz gefunden hatten, um unseren Wagen unterzustellen, manchmal noch kilometerweit von unserem Bestimmungsort (Gasthof oder Bureau) entfernt. Anschauliche Bilder von dem Umfang des Parkens mögen die folgenden Bilder geben. Abb. 6, das übliche Straßenbild in Detroit. Abb. 7, Pittsburg, das gesamte Ufer zwischen Wasser Monongahelafluß und Uferstraße ist mit Wagen dicht besetzt. Abb. 8, ein Seebadeort bei New York, Wagen der Strandbesucher.

Abb. 6. Aufstellung von Kraftwagen in der Straße (Detroit).

Die Schwierigkeit der Unterbringung der Wagen im Stadtinnern hat wenigstens das eine Gute zur Folge, daß viele auf die Benutzung ihres Wagens im Arbeitsverkehr verzichten und zwischen Wohnung und Geschäft die öffentlichen Verkehrsmittel benutzen. Sonst würden diese noch mehr an Verkehr verloren haben, wie z. B. in New York auf den Hochbahnen und Straßenbahnen und in Boston auf sämtlichen Verkehrsmitteln sehr zum Schaden ihrer Ertragfähigkeit festgestellt worden ist. Die Lösung wird hier nur im Großgaragenbau gesehen, in der Weise, daß sich in die Wolkenkratzer mehrstöckige Garagenhäuser einschalten. Wie sich aber vor ihnen der Verkehr abwickeln soll, wenn plötzlich bei Geschäftschluß Hunderte von Wagen auslaufen und sich in den übrigen Verkehr mischen, ist eine wohl nicht lösbare Aufgabe. Angesichts solcher Verhältnisse kann man es verstehen, wenn amerikanische Ingenieure, die noch richtiger Überlegung fähig sind, mir den dringenden Rat mitgaben, die Entwicklung des Kraftwagens nicht über das vernünftige Ziel hinausschießen zu lassen. Nach Untersuchungen in Los Angeles ist der vom Automobilverkehr für die beförderte Person beanspruchte Straßenraum $18^1/_2$ mal größer als der von den Straßenbahnwagen eingenommene. Ähnliche Berechnungen in Deutschland hat Prof. Dr. Giese angestellt. Bei der in Deutschland gedrängten Wohnweise wird ein Stehenlassen der Wagen auf den Wohnstraßen im allgemeinen nicht möglich sein. Unsere Wohnstraßen reichen dafür nicht aus. Ebenso sind unsere Verkehrstraßen heute schon überlastet. Die Garage wird also notwendiger Zubehör für den Kraftwagen sein. Hier sind also schon der übermäßigen Entwicklung des Kraftwagens in Deutschland Grenzen gesetzt. Immerhin wird man die Belange der Allgemeinheit gegenüber denen der Kraftwagenindustrie und -benutzer nachdrücklich wahrnehmen müssen.

Abb. 7. Aufstellung von Wagen am Flußufer (Pittsburg).

Wenn auch die gleichmäßige Anlage der Straßenpläne eine systematische Ordnung des Verkehrs und eine gleichmäßige Anwendung derselben Grundsätze der Verkehrsregelung im ganzen Lande ermöglicht, so finden sich doch auch überall Stellen, an denen abweichend verfahren werden muß. Hier hat man der Erfindungsgabe viel Spielraum gelassen. Wie immer in Amerika tritt man unbefangen an die Lösungen heran und schreckt auch vor eigenartigen Maßnahmen nicht zurück. Im übrigen betrachtet man die Verkehrsregelungen keineswegs als gelöst, sondern behandelt z. B. die zweckmäßigste Regelung auf den großen Durchgangstraßen eingehend theoretisch und untersucht die verschiedenen Wege, um das Fassungsvermögen der Straßen und die Reisegeschwindigkeit zu erhöhen.

Auf den Landstraßen wird eine sehr gute Bezeichnung überall angewendet. Jede Kurve, und besonders Gegenkurven, werden rechtzeitig vorher durch Schilder angezeigt. — In Pennsylvania hat man

Abb. 8. Aufstellung von Wagen in einem Seebade (Long Beach (N. Y.).

Reflektoren aufgestellt, die in der Verlängerung der Fahrtrichtung stehen und nachts aufleuchten, wenn sie vom Schein der Scheinwerfer getroffen werden. Rote Reflektoren bedeuten Gefahr und weisen entweder auf eine scharfe Kurve oder Eisenbahnübergang hin, gelbe bedeuten Vorsicht, z. B. bei Kurven.

Vor allem werden die Eisenbahnübergänge kenntlich gemacht, weil sich dort die meisten Unfälle ereignen, z. B. auch durch Blinkfeuer kurz vor der Gleiskreuzung. Außer den auch bei uns üblichen Zeichen erhält die Fahrbahn in ausreichender Entfernung vor dem Übergang weiße Striche mit besonderer Form. Da die Fahrbahnen der großen Durchgangstraßen meistens aus Beton oder Asphalt bestehen, so nimmt eine solche Fahrbahn die Farbe gut an und hält sie auch.

Da die eigentliche befestigte Fahrbahn nur 5,4 bis 6 m breit ist, an die sich beiderseits Streifen von 1,5 bis 1,8 m anschließen, die nur mit Kies oder Schotter befestigt sind, sogenannte Schultern, die von Wagen beim Halten oder beim Überholen benutzt werden, so besteht die Gefahr, daß einander begegnende Wagen sich berühren, wenn sie nicht außerhalb der Mitte bleiben. Aus diesem Grunde wird die Mittellinie aller Straßen mit einem dicken weißen Strich bei Asphalt- und einem dicken schwarzen Strich bei Betondecken bezeichnet. Diese Mittellinie hat besonderen Wert bei Kurven, wo die Übersicht fehlt. Zusammenstöße werden vermieden, wenn jeder Wagen sich rechts von der Linie hält. Auch beim Überschreiten von Buckeln, auf denen zwei entgegenkommende Wagen sich auch erst im letzten Augenblick sehen können, wenn sie auf der Höhe angekommen sind, hat diese Linie erhebliche Bedeutung.

Um bei Nacht die Straßen kenntlich zu machen, sind alle Telegraphenpfosten auf die unteren 1,5 m weiß angestrichen.

Vorbildlich ist die Wegebezeichnung auf den Straßen. Die Durchgangs- und Anschlußrouten sind mit Nummern bezeichnet. Diese Nummern sind aus den von den Staaten herausgegebenen Karten und Automobilkarten, die von verschiedenen Verlegern herausgegeben sind, zu entnehmen und finden sich an allen Wegekreuzungen oder sonst an gut sichtbarer Stelle, z. B. Lichtmasten, Telegraphenstangen, angezeichnet, so daß ein Verirren unmöglich ist. Große Durchgangstraßen, wie Lincoln Highway und andere, werden durch alle Staaten gleichmäßig bezeichnet. Besonders bemerkenswert ist ferner, daß auf großen Durchgangstraßen in Abständen Telephonanlagen bestehen, von denen aus man bei Unfällen Hilfe herbeirufen kann. Bisweilen sind diese Telephonstellen sogar mit Posten besetzt. Bei Fahrten über Land ist man erstaunt über die große Zahl von Tankstellen, die vielfach nur in 2 bis 3 km Abstand aufeinander folgen.

Zur Verkehrsregelung wird man auch die Schneebeseitigung rechnen müssen. Sie geschieht nach Angaben der nationalen Automobilhandelskammer in den nördlichen Staaten, wie Pennsylvania, New York, Massachusetts, Ohio, Indiana, Michigan, sowie in den Zentralstaaten auch auf den Landstraßen ordnungsgemäß und regelmäßig. Es werden dazu Schneepflüge, die mit sich drehenden Flügeln den Schnee an die Seite werfen, benutzt. Die Flügel werden für sich angetrieben, und der Schneepflug wird durch einen Lastwagen vorgedrückt. Die Arbeit wird Tag und Nacht ausgeführt, um die Hauptwege fahrbar zu erhalten. Da auf solchen Straßen der Verkehr ohne Schneeketten sich bewegen kann, ist keine Gefahr, daß die Straßendecke im Winter über Gebühr mitgenommen wird.

Zur Verkehrsregelung gehört auch eine lesbare Bezeichnung der Wagen. Während nach meinen Erfahrungen die deutschen Zeichen wenig oder gar nicht lesbar sind, sind bei den amerikanischen alle Mittel der Technik angewandt. Wenn man bedenkt, daß 1923 363 000 Kraftwagen allein in der Stadt New York angemeldet gewesen sind, ermißt man, daß ihre lesbare Bezeichnung keine Kleinigkeit gewesen ist. Man hat es erreicht, indem man die Schilder wesentlich länger macht. Die Zahlen gehen bis zu fünf Stellen, dazu kommen dann Buchstaben. In New York ist der Untergrund gelb, die Zahlen und Buchstaben schwarz, sie sind aus dem Blech herausgetrieben. Bei der Gestaltung der Zahlen hat man sich an die Formen gehalten, die in mathematischen Tabellen zur Erhöhung der Lesbarkeit angewendet werden, d. h. die Ziffern haben mehr charakteristische Form erhalten. Die Folge ist, daß das ganze Zahlenbild viel plastischer hervortritt und die Lesbarkeit erhöht ist. Es empfiehlt sich Nachahmung.

Die Benutzung der Straßen ist, was Geschwindigkeit und Belastung der Achsen anbelangt, durch besondere Polizeiverordnungen geregelt. Erwähnt sei, daß die Verordnungen in kleinen, handlichen Auszügen gedruckt und jedem Motorfahrer in die Hand gegeben werden. Sie enthalten in knapper Darstellung alle Vorschriften. Unsere Polizeiverwaltungen sollten dieses Beispiel nachahmen, denn bei uns sind solche Polizeiverordnungen manchmal dem gewöhnlichen Sterblichen überhaupt nicht mehr auffindbar. Für solches Handinhandgehen hat der Amerikaner den Ausdruck Cooperation. Die Polizeiverwaltung hilft dem Kraftwagenbenutzer nach Kräften, daß er sich an die Vorschriften halten kann. Der Wagenbenutzer vergilt diese Unterstützung durch freiwillige strenge Beachtung der Vorschriften.

Man hat nicht den Eindruck wie in Deutschland, daß der Kraftwagenführer sich durch die überaus einschneidenden Vorschriften der Polizeiverwaltungen irgendwie schikaniert fühlt. Vielmehr sieht er die Notwendigkeit der Anordnungen zu seiner eigenen Sicherheit ein und befolgt sie gewissenhaft. Beide Parteien begegnen sich mit dem größten Verständnis, und daraus ergibt sich dann eine Verkehrsabwicklung, die Erstaunliches leistet, weil sie einmal technisch gut durchdacht ist, zweitens von dem guten Willen des Verkehrspublikums gefördert wird. Man sieht auch hier wieder, daß der Buchstabe nur durch den guten Willen der Menschen lebendig werden kann.

Alle Rechte vorbehalten.

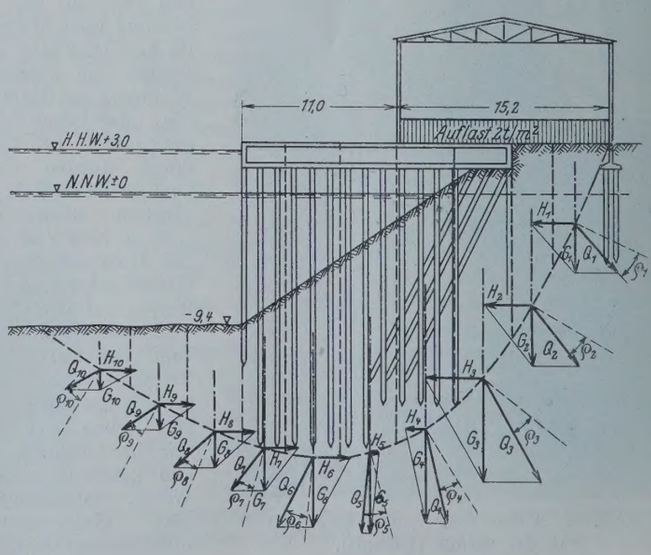
Standsicherheitsuntersuchung von Kaimauern in weichem Lehmboden.

Bei den Hafenbauten Schanghais wurde die Erfahrung gemacht, daß keine der üblichen Erddruckberechnungen, die alle ebene Gleitflächen voraussetzen, brauchbare Ergebnisse lieferten. Der Untergrund besteht dort, wie im ganzen weiten Mündungsgebiete des Jangtse-Kiang, aus weichem, nur selten von dünnen Sandschichten durchsetztem Lehm. Auf Grund von Versuchen ist zwar von verschiedenen Forschern wiederholt hervorgehoben worden, daß die Rutschflächen der Erde hinter Stützmauern tatsächlich nicht eben, sondern nach oben zu konkav gekrümmt sind.[1]) Die Krümmung war jedoch stets sehr flach gefunden worden, so daß man bei Aufstellung der verschiedenen Erddrucktheorien es stets als zulässig erachtet hat, näherungsweise ebene Gleitflächen zugrunde zu legen.

Verschiedene Einstürze von Kaianlagen im Hafen von Schanghai erwiesen, daß diese Näherungsannahme bei dem vorliegenden Untergrund nicht mehr angängig ist. Die Unfälle ergaben ein stets gleichartiges Bild der Rutschung. Landeinwärts, ziemlich weit von der Kaikante, bildet sich ein verhältnismäßig steiler Abbruch, etwa an der Stelle der früheren Kaikante ergeben Lotungen die größte Tiefe der neuen Bodenoberfläche, und mehrere Meter weiter flußwärts zeigt sich ein Wall, dessen Scheitel erheblich über der ursprünglichen Flußsohle liegt. Auf Grund dieses Bildes muß auf eine stark gekrümmte Rutschfläche geschlossen werden.

Die Fluß- und Hafenbauverwaltung Schanghais (Whangpoo Concervancy Board) hat daher eingehende Beobachtungen und Untersuchungen angestellt, die zu einer besonderen Berechnungsweise führten, deren Ergebnisse sich seither durchaus bewährt haben.[2])

Zunächst wurde festgestellt, daß der innere Reibungswinkel des Lehms mit der Bodentiefe abnimmt. Der Lehm wird bei wachsendem Druck schmieriger oder glitschriger. An der Oberfläche ist der Reibungswinkel etwa 30°, für tieferliegende Schichten sind entsprechend der wachsenden Pressung die in der Tabelle angegebenen Reibungswinkel festgestellt worden.



[1]) Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauern, Berlin 1906.

[2]) Nach einem Vortrage von Karl Bryhn, Dipl. Eng. (Stockholm) in der Engineering Society of China.

Bodenpressung	Reibungswinkel
$p = 0$ t/m²	$\varrho =$ rd. 30°
5 t/m²	rd. 26°
10 t/m²	rd. 22½°
15 t/m²	rd. 20½°
20 t/m²	rd. 19½°

Der Vorgang bei der Standfestigkeitsuntersuchung des Bodens im Bereich einer Kaimauer ist nun folgender: In der Querschnittzeichnung der Anlage wird eine Rutschlinie in der erfahrungsgemäß wahrscheinlichen Form angenommen. Wie aus der Abbildung zu ersehen, wird der darüberliegende Boden in lotrechte Streifen zerlegt und das Gewicht der Streifen einschließlich der Auflast ermittelt. wie von Coulomb bei Aufstellung seiner Erddrucktheorie für den ganzen Erdkeil zwischen Stützmauer und Gleitebene. Wie die Abbildung zeigt, ist ein Teil der wagerechten Komponenten flußwärts, ein Teil landwärts gerichtet. Nun kann Gleichgewicht nur bestehen, wenn die Summe der landwärts gerichteten Komponenten mindestens gleich der Summe der flußwärts gerichteten ist. Zur Sicherheit wird ein Überschuß von 20 % gefordert. Die Untersuchung ist für mehrere Rutschlinien zu wiederholen, wobei die ungünstigste Linie maßgebend ist, die bei einiger Übung schnell gefunden werden kann.

Das Beispiel der Abbildung ergibt die nachstehende Ausrechnung, die für 1 m Tiefe durchgeführt ist.

Streifen	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Gewicht G	35,2	42,6	73,8	67,3	56,5	49,4	29,9	24,1	17,6	13,2 t
Pressung p	9,8	14,2	18,5	16,8	14,2	12,4	7,5	6,0	4,4	3,3 t/m²
Reibungswinkel tg ϱ	0,41	0,38	0,35	0,36	0,38	0,39	0,44	0,46	0.50	0,55
Komponente H	− 30,5	− 32,5	− 40,0	− 13,5	+ 6,0	+ 26,0	+ 24,5	+ 29,0	+ 27,5	+ 26,0 t
	$\bar{\Sigma} H = 116{,}5$ t				$\dot{\Sigma} H = 139{,}0$ t					

$$\text{Überschuß } \frac{\dot{\Sigma} H - \bar{\Sigma} H}{\bar{\Sigma} H} = \frac{139{,}0 - 116{,}5}{116{,}5} = 0{,}196 = 20\,\%.$$

Diese Gewichte G_1, G_2 usw. werden an der Rutschlinie je in eine Komponente Q, die mit der Senkrechten zur Tangente der Rutschlinie den bei der betreffenden Tiefe gültigen Reibungswinkel einschließt, und in eine wagerechte Komponente zerlegt. Es wird also für jeden Streifen besonders eine ähnliche Zerlegung vorgenommen,

Die Berechnungsweise führt in Übereinstimmung mit der Erfahrung zu tiefer Gründung und leichter Konstruktion, sowie geringer zulässiger Auflast in der Nähe der Kaikante.

Dr.-Ing. A. Berrer,
Tungchi Techn. Hochschule Woosung, China.

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Sicherheit gegen Knicken.[1]

Von Dr.-Ing. **R. Mayer**, Privatdozent der Technischen Hochschule Karlsruhe.

In seinem Aufsatz „Einige Bemerkungen über die Sicherheitszahl" behandelt Dr. H. Zimmermann ausschließlich die Sicherheit gegen Knicken, ohne freilich seine Auffassung in dieser Frage scharf zu formulieren. Während es nach seiner Darstellung scheinen könnte, als ob sowohl die von mir empfohlene Berechnung eines Druckstabes für die n-fache Gebrauchslast als auch seine Ausbildung mit dem n-fachen Wert des Trägheitsmomentes, das seine Gebrauchslast zur Knickgrenze macht, ein zur Sicherung des Stabes gangbarer Weg sei, stellt Z. anderseits selbst fest, daß er gefunden habe, daß „bei Stabverbindungen das Rechnen mit gleichmäßig erhöhten Stabkräften vor anderen Sicherungsverfahren gewisse Vorzüge besitzt. Ganz klar wird seine Auffassung eigentlich nur daraus, daß er die meinige[2]) für einseitig anspricht, und ferner aus einem Vergleich seiner letzten Darstellung mit seinem früheren, im wesentlichen von den gleichen Gedanken getragenen und bisher m.W. von ihm nicht widerrufenen Aufsatze „Knickfestigkeit"[3]) und mit dem hieran sich anschließenden Meinungsaustausch mit R. Krohn[4]) und Oder[5]). Z. ist für die n-fache Erhöhung jenes Trägheitsmomentes, das der ungünstigsten Gebrauchslast eines Druckstabes nach der Eulerformel als Knickgrenze entspricht, und er hält den so bemessenen Stab dann für „n-fach sicher".[6]) Dieses Sicherungsverfahren würde einer Rückkehr zu den alten preußischen Bestimmungen gleichkommen.

Der Begriff der Sicherheit ist in der Bautechnik viel älter als etwa die Festigkeitslehre oder die theoretische Behandlung von Fachwerken und ähnlichen Gebilden; er bildete sich zunächst an reinen Gleichgewichtsproblemen (schiefe Ebene, Standsicherheit von Fundamenten), bei denen die Sicherheit des Gleichgewichts auf eine Beziehung zwischen zwei Kräften hinauslief. Mit dem an reinen Gleichgewichtsproblemen erlebten und erfahrenen Sicherheitsbegriff trat man an den Aufbau der Festigkeitslehre und der Baustatik heran, und es war nur natürlich, daß man auch bei Beanspruchung von Baugliedern auf Zug, Druck, Biegung usw. die Grenzbelastung, die eine Gefahr einleitete, mit der Gebrauchsbelastung verglich und danach die Sicherheit beurteilte. Insofern bei diesen Beanspruchungsarten zwischen den Belastungen und den ihnen entsprechenden Spannungen in den in der Bautechnik üblichen Grenzen Proportionalität festgestellt werden konnte, stand nichts im Wege, hierbei die erforderliche Sicherheit dadurch zu erzielen, daß man die Spannungen unter der Gebrauchslast höchstens eine gewisse Grenze σ_{zul} erreichen ließ, die von der gefährlichen Spannung entsprechend weit entfernt war; dieses Verfahren war dem Kräftevergleich gleichwertig und machte den besonderen Sicherheitsnachweis ein für allemal entbehrlich. Als Gefahrgrenze sah man zunächst die Bruchfestigkeit der Baustoffe an. Hieraus ergab sich ein Mangel der Sicherheitsbemessung auf Grund der Spannung σ_{zul} insofern, als die Proportionalität zwischen Belastung und Beanspruchung nicht bis zur Bruchgrenze gilt; dieser Mangel wurde indessen dadurch etwa ausgeglichen, daß man die gewöhnlich aus Zugversuchen ermittelte Festigkeit unter Bezug auf den nicht eingeschnürten Querschnitt des Probestabes berechnete und so zu einem Wert σ_z an der Bruchgrenze gelangte, der kleiner ist als die bei Trennung der Stabfasern in diesen herrschende Spannung. Später beurteilte man die Gefahrgrenze nach tieferliegenden Punkten der Arbeitslinie (Elastizität-, Streckgrenze, Arbeitsfestigkeit), ohne aber den Sicherheitsbegriff in anderer Weise festzulegen.

Zur Bevorzugung des Kräftevergleichs bei der Beurteilung der Sicherheit drängt neben diesem entwicklungsgeschichtlichen Grunde auch ein erkenntnistheoretischer, der sich mit einem Gedanken in Z.s Aufsatz berührt, wenngleich er tiefer liegt. Bei der Schätzung einer Kraftwirkung steht uns ein unserer Körperlichkeit entlehntes Grundmaß zur Verfügung, nämlich unser Muskelgefühl, das wir ebenso zum Maßstab von Kräften wählen können, wie wir z. B. Längen nach „Spannen", „Ellen", „Fuß" usw. und Zeitteile nach „Augenblicken" bemessen. Für Trägheitsmomente fehlt uns ein entsprechendes, mit uns selbst verwachsenes Grundmaß, daher wir denn auch mit gutem Grunde zum Kraftbegriff in leidlich vertrautem Verhältnis stehen — *ἄνθρωπος πάντων μέτρον* —, während das Trägheitsmoment uns notwendig ein blasses Schemen ist und eine reine Rechnungsgröße, deren sinnliche Vorstellung meist unmöglich ist.

Der Versuch Z.s, die übliche Sicherheitsbemessung aus den Eigenheiten von Festigkeitsversuchen zu erklären, halte ich für wenig glücklich. Allerdings ändert man beim Knickversuch die Belastung des Versuchsstabes und nicht sein Trägheitsmoment, aber das Er-

[1]) Vergl. Dr. H. Zimmermann in der „Bautechnik" 1925, Heft 18, S. 239.

[2]) „Die Knickfestigkeit", Berlin 1920, § 48.

[3]) „Zentralbl. d. Bauverw." 1911, S. 194.

[4]) A. a. O. 1911, S. 222.

[5]) A. a. O. 1911, S. 187.

[6]) A. a. O. 1911, S. 197. Z. bezeichnet dort mit $K = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}$ die Knickkraft, mit S die ungünstigste Achsenkraft des Druckstabes und mit $n = K:S$ die Sicherheitszahl gegen Knicken; er setzt ferner $n = n_1 \cdot n_2$, wobei n_1 Fehler in den Annahmen von E, J und l, n_2 aber Fehler in den Annahmen von S ausgleichen soll. Hieraus geht hervor, daß auch nach Ansicht von Z. die Sicherheit sich in dem Verhältnis von Knicklast zur Gebrauchslast ausprägen soll, wobei seine Auffassung von der üblichen nur darin abweicht, daß K so berechnet werden soll, als gälte die Eulerformel unbegrenzt.

gebnis einer Reihe von Versuchen ist schließlich doch eine Beziehung zwischen den Formgrößen und der Knickbelastung, deren Aufstellung uns nachträglich den Schluß von der Knicklast auf die Formgrößen ebenso leicht macht wie den von den Formgrößen auf die Knicklast; der beim Versuch begangene Weg legt somit einer über die Sicherheit zu treffenden Festsetzung keinerlei Beschränkung auf. Übrigens ist ja auf diesem Gebiete die Theorie tatsächlich älter als der Versuch,[7]) und obendrein hat ja der Knickversuch an Druckstäben mit ihrer praktischen Verwendung gerade das gemein, daß (abgesehen z. B. von Brückenverstärkungen) auch beim ausgeführten Bauwerk nur noch Laständerungen zu erwarten sind, aber keine Veränderungen der Trägheitsmomente; eben darum hat man aber auch ein größeres Interesse daran, zu wissen, wie sich ein Druckstab bei Erhöhung seiner Gebrauchslast verhält, als daran, wie er sich bei der in der Regel doch nicht eintretenden Steigerung seines Trägheitsmomentes verhalten würde.

Da die Bemessung der Sicherheit auf Grund des Kräftevergleichs geschichtlich begründet war und außerdem eng mit unserer innersten Natur verwurzelt erscheint, wäre es merkwürdig gewesen, wenn man an die Beurteilung der Knicksicherheit mit einem anderen Maßstabe herangetreten wäre. Da die Knickung den einzigen Fall darstellt, bei dem die Sicherheit nicht danach beurteilt werden kann, ob die Knickspannung $\sigma_k = P_k : F$ nur einen gewissen festen Bruchteil einer unveränderlichen Spannung σ_{zul} erreicht, so muß hier eine Beurteilung der Sicherheit nach dem Verhältnis $\sigma_{zul} : \sigma_k$ notwendig unterbleiben. Nur der Kräftevergleich kann hier entscheiden. Dies ist auch vollkommen logisch, da es sich im Knickfall nicht um ein Festigkeitsproblem, sondern um ein reines Gleichgewichtsproblem handelt, bei diesen Problemen aber, wie wir schon sahen, die Gleichgewichtsbedingung von den Kräften abhängt.

Außer den bereits angeführten Gründen zwingen aber auch rein praktische Erwägungen dazu, die Sicherheitszahl aus dem Vergleich von Knicklast und Gebrauchslast herzuleiten.[8])

Zunächst ist nämlich festzustellen, daß die Eulerformel nicht die umfassende Lösung aller hierhergehörigen Aufgaben bildet, sondern daß die durch sie gelöste Aufgabe die einzige ist, bei der zwischen Knicklast und Trägheitsmoment Proportionalität besteht. Daher hätte es auch keine Berechtigung, wollte man die Sicherheit gegen Knicken von der Erhöhung des der Knickgrenze entsprechenden Trägheitsmomentes abhängig machen, obwohl diese Knickgrenze nur ausnahmsweise proportional dem Werte von J wächst, sonst aber von einer Funktion von J abhängt, die sich keineswegs vervielfacht, wenn man J selbst vervielfacht. Aus der bekannten Knickbedingung von Tetmajer $\sigma_k = \alpha - \beta \cdot \lambda$ folgt dies ohne weiteres. Daß die Gebrauchsspannung von Druckstäben im elastischen Bereich liegt, wenn man $J = \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \cdot \frac{S}{E}$ und außerdem $\sigma_d \leq \sigma_{zul}$ wählt, ist allerdings richtig. Die Knickspannung solcher Stäbe kann aber gleichwohl, wenn man sie mit dem Trägheitsmoment $n \cdot J$ ausstattet, im unelastischen Bereich liegen, und die durch das Verhältnis $\frac{\text{Knickspannung}}{\text{Gebrauchsspannung}}$ oder $\frac{\text{Knicklast}}{\text{Gebrauchslast}}$ bestimmte Sicherheitszahl ist dann jedenfalls nicht mehr $= n$, sondern $< n$. Daß die Knickspannung der meisten Druckstäbe ebenso im unelastischen Gebiet liegt wie die Bruchgrenze der Zugstäbe, hebt die Theorie der statisch unbestimmten Systeme keineswegs aus dem Sattel. Die letztere hat ja doch mit der Bruch- oder Knickgrenze oder mit dem Übertritt ins unelastische Gebiet gar nichts zu tun und beruht nur auf dem im elastischen Gebiet gültigen Gesetz der Superposition der Kräfte und Spannungen einerseits sowie dem für die Querschnittbemessung zu befolgenden Grundsatz, daß die Gebrauchsspannungen noch im elastischen Gebiet bleiben. Würde man nun etwa bei einem Belastungsversuch die Proportionalitätsgrenze in einem so berechneten Tragwerk überschreiten, so geschieht diese Überschreitung, wie man auch die Versuchsbelastung wählen mag, unter keinen Umständen in allen Stäben gleichmäßig und gleichzeitig. Es tritt deshalb vermöge des jenseits der Proportionalitätsgrenze bestehenden Zusammenhanges zwischen Spannung und Dehnung eine Begünstigung schon überanstrengter Teile zu Ungunsten der minder beanspruchten Teile ein, und die Folge davon ist, daß die Bruchlast solcher Tragwerke größer ist, als nach ihrer Materialfestigkeit auf Grund der gebräuchlichen Vorberechnung erwartet werden sollte. Entgegen dieser für die Sicherheit günstigen Folgeerscheinung der üblichen Tragwerkberechnung führt aber die Rechnung nach Euler zu einer Überschätzung der Sicherheit, sobald $\sigma_k > \sigma_p$ wird. Um diesen Mißstand zu vermeiden, hätte man dann im unelastischen Bereich einen größeren und von Fall zu Fall veränderten Multiplikator n des Trägheitsmomentes zu wählen, um gleiche Sicherheit wie im elastischen Gebiet zu erzielen. Eine so beschaffene Zahl n hätte aber mit der Sicherheitszahl, wie wir sie sonst überall verstehen, nichts mehr zu tun; bestenfalls vermöchte sie noch über die mehr oder weniger vorhandene Berechtigung zur Anwendung der Eulerformel Aufschluß zu geben.

In vielen Fällen ist die freie Knicklänge l von Druckstäben vermöge des Anschlusses ihrer Enden oder ihres Zusammenwirkens mit anderen Stäben kleiner als ihre Systemlänge l_s; man rechnet dann mit $l = \psi \cdot l_s$, wo $0{,}5 \leq \psi \leq 1{,}0$. Während im elastischen Gebiet ceteris paribus die Knickspannungen sich umgekehrt proportional den Quadraten der freien Knicklängen ändern, nimmt im unelastischen Gebiet die Knickspannung nur unerheblich zu, wenn die freie Länge abnimmt. Über die aus diesem Zusammenhang fließenden Gefahren täuscht aber die uneingeschränkte Anwendung der Eulerformel vollkommen hinweg.[9])

Die ungünstige Wirkung außermittiger Belastung[10]) ist bei schlanken Stäben geringfügig, sie wird aber erheblich, sobald sich die Knickspannung über σ_p erhebt. Hierin liegt ein weiterer Anlaß, die Eulerformel nur im elastischen Bereich der Bemessung der Sicherheit zugrunde zu legen.

Wie die Tetmajerformeln die Proportionalität zwischen Knicklast und Trägheitsmoment aufheben, so trifft dies auch zu für elastisch gestützte Druckstäbe. Für den hier einfachsten Fall gleicher und gleichmäßig verteilter Stützwiderstände A (t/cm) ergibt die Engeßersche Näherungsformel im elastischen Bereich die Knickgrenze zu $P_k = 2\sqrt{\frac{EJA}{c}}$. Das wirtschaftlichere Verfahren zur Erzielung einer erwünschten Sicherheit besteht hier im allgemeinen nicht in der Erhöhung des Trägheitsmomentes J der Gurtungen, deren möglichste Ausnutzung man anstrebt, sondern in der Erhöhung der Querrahmensteifigkeit A. Ist O die Gurtkraft, so ist $n = \frac{P_k}{O} = \frac{2}{O}\sqrt{\frac{EJA}{c}}$ die Sicherheit gegen Knicken, immer in dem von uns verstandenen Sinn. Eine Versteifung der Querrahmen auf νA oder des Druckgurtes auf νJ würde aber n erst auf den $n \cdot \sqrt{\nu}$-fachen Wert bringen. Auch hier bleibt also nur der Weg offen, daß man die Sicherheit nach dem Verhältnis der Knicklast zur Gebrauchslast bemißt.

Daß auch die Sicherheit von gegliederten Druckstäben nur aus dem Vergleich ihrer Knickgrenze mit ihrer Gebrauchslast heraus beurteilt werden darf, ist nach dem Gesagten kaum einer näheren Begründung bedürftig, zumal bei ihnen die Knickgrenze nicht nur von den Formgrößen ihrer Gurtungen, sondern auch von denen des Querverbandes abhängt.

Der Hamburger Großgasbehälter (Zentralbl. d. Bauverw. 1911, S. 232) stürzte nicht ein, weil seinem kritischen Stabe die nach den preußischen Bestimmungen nötige Sicherheit fehlte, sondern weil die nach diesen Bestimmungen noch vorhandene „1,86-fache Sicherheit“ nur durch falsche Anwendung der Eulerformel nachgewiesen werden kann.[11]) Tatsächlich verliert die Rechnung nach Euler bei gegliederten Stäben jeden Sinn.

---

[7]) Euler veröffentlichte seine Theorie des Knickproblems 1744; die ersten Versuche von A. Duleau wurden aber erst 1820 veröffentlicht (Essai théorique et expérimental sur la résistance du fer forgé, Paris 1820).

[8]) In Wirklichkeit tut dies ja auch Zimmermann (vergl. Fußnote 6).

[9]) Für das Versuchsmaterial v. Kármáns war z. B. die Erhöhung der Knickspannung σ_{ke} bei vollkommener Einspannung gegenüber der Knickspannung σ_{ks} bei Schneidenlagerung in Abhängigkeit von der Schlankheit λ die folgende:

Schlankheit . .	$l : i = \lambda$	176	150	100	50
Verhältnis . . .	$\sigma_{ke} : \sigma_{ks}$	4,0	3,16	1,51	1,29

Bei $\lambda = 88$ war für das v. Kármánsche Versuchsmaterial $\sigma_{ks} = \sigma_p$.

[10]) Vergl. Abb. 26 auf S. 73 von „Die Knickfestigkeit“.

[11]) Der kritische Stab des Hamburger Gasbehälters hatte eine größte Gebrauchslast $S = 60$ t und $l = 340$ cm. Seine Knickspannung von $\frac{60}{48} = 1{,}25$ t/cm² lag noch unter der Hälfte der Proportionalitätsgrenze $\sigma_p = 2{,}64$ t/cm², also noch weit im Eulerbereich. Im Sinne der damaligen preußischen Bestimmungen war daher für ihn

$$J = \frac{S \cdot l^2}{\pi^2 E} = \frac{60 \cdot 340}{\pi^2 \cdot 2027} = 346 \text{ cm}^4;$$

ausgeführt waren $n J = F_g \cdot \frac{h^2}{2} + 2 J_g = 644$ cm⁴, wonach für ihn $n = 644 : 346 = 1{,}86$ die Sicherheitszahl im Sinne Zimmermanns war. Wenn er trotz fast zweifacher Sicherheit versagte, so gibt das doch wohl ebenso zu denken wie die Tatsache, daß die über diese Katastrophe von Krohn und Müller-Breslau aufgestellten Gutachten übereinstimmend zu dem Schluß kommen konnten, daß der

Das Bedenken Z.s, daß alle anderen Stäbe eines Bauwerks außer den Druckstäben ihre n-fache Gebrauchslast bei den gebräuchlichen Werten von n gar nicht tragen können, ist nur so lange von Bedeutung, als man die bei der Eulerformel unter Umständen zu gewärtigenden Fehler durch unnötig hohe Sicherheitszahlen ausgleicht. Grundsätzlich braucht der Sicherheitsgrad gegen Knicken nicht wesentlich höher zu sein als der von Zugstäben oder gebogenen Trägern. Die Wahl von $n = 3$ deckt m. E., geeignete Berechnungsverfahren vorausgesetzt, im allgemeinen auch die Gefahren, die etwas zu günstiger Schätzung der freien Knicklänge, einer späteren Steigerung der Verkehrslasten sowie dynamischem Lastangriff entspringen.

Übrigens ließe sich dem Bedürfnis nach sparsamer Bauweise auch dadurch Rechnung tragen, daß man in dem Ausdruck $S = S_g + \varphi \cdot S_p$ den als Einfluß der ständigen Lasten im allgemeinen unveränderlichen Wert S_g und den Anteil $\varphi \cdot S_p$ der beweglichen Lasten, der wohl einer Steigerung im Laufe der Zeit unterworfen ist, in verschiedenem Maße erhöht; das Bauwerk wäre dann hinsichtlich der ständigen bezw. beweglichen Lasten n_g- bezw. n_p-fach sicher.

Herr Dr. Zimmermann äußert sich hierzu, wie folgt:

Die vorstehenden Darlegungen betreffen größtenteils Fragen, die außerhalb des Rahmens des in der „Bautechnik" 1925, Heft 18, S. 239 Ausgeführten liegen. Es genügt daher, an einzelne Punkte ein paar kurze Bemerkungen zu knüpfen. Daß der Begriff der Sicherheit in der Bautechnik viel älter ist als etwa die Festigkeitslehre, ist mir wohl bekannt. Da ich diesen Gegenstand aber schon im „Zentralbl. der Bauverw." 1886 unter der Überschrift „Über den Sicherheitsgrad der Baukonstruktionen, insbesondere der auf Knicken beanspruchten Körper" sehr eingehend behandelt habe, so brauche ich nicht noch einmal darauf zurückzukommen.[12])

Daß bei der Bevorzugung des Kräftevergleichs zur Berechnung des erforderlichen Querschnitts ein Gefühlsgrund mitspricht, habe ich ja selber hervorgehoben. Aber seit Protagoras, der den Menschen zum Maß aller Dinge machen wollte, weil er ein sicheres Wissen über die Natur für unmöglich hielt, sind ungefähr 2500 Jahre vergangen, und wir haben inzwischen rechnen gelernt. Dabei hat das Gefühl nicht mitzusprechen, wenn es auch in den Fällen, wo die Rechnung versagt, keineswegs gering geschätzt werden soll. Daß alle Knickversuche darauf hinauslaufen, zu einem gegebenen Querschnitt die Knicklast zu ermitteln, ist doch eine Tatsache, wenigstens ist mir kein Fall bekanntgeworden, daß man zu einer gegebenen Last den Querschnitt durch Knickversuche bestimmt hätte.

Die Tetmajersche Knickformel stellt bekanntlich nichts weiter dar, als eine zwar auf umfassende Versuche gestützte, aber doch immerhin nur rein statistische angenäherte Wiedergabe der Messungen. Sie schließt jede Verallgemeinerung, wie z. B. die Ausdehnung auf anders geartete und gelagerte Versuchsstäbe aus und ist zur Entscheidung der schwierigen Frage der zu wählenden Sicherheitszahl meines Erachtens nicht geeignet. Daß die Eulerformel (mit unverändertem E) nur benutzt werden darf, solange die Stabspannung innerhalb der Elastizitätsgrenze liegt, ist so selbstverständlich, daß es wohl nicht immer und immer wieder hervorgehoben zu werden braucht. Jedenfalls habe ich in meinem Aufsatze das Gegenteil nicht behauptet.

In der oben mehrfach angezogenen Untersuchung vom Jahre 1911 soll ich die Auffassung vertreten haben, „daß K so berechnet werden soll, als gälte die Eulerformel unbegrenzt". Die Unrichtigkeit dieser Behauptung ergibt sich ohne weiteres daraus, daß ich dort u. a. wörtlich gesagt habe: „Wir nehmen zunächst an, die Stabspannung überschreite bei Beginn des Ausknickens die Elastizitätsgrenze nicht. Dann gilt die Eulersche Formel." Und an anderer Stelle: „Erfordern es die Umstände, daß n_2 größer gemacht werden muß als $\sigma_e : \sigma_d$, so ist die Eulerformel nicht mehr anwendbar."

Meine Ausführungen im Heft 18 der „Bautechnik" 1925 drehen sich in der Hauptsache um die Frage, warum man die auf Knicken beanspruchten Stäbe mit Lasten berechnen soll, die die Stabspannung über die Elastizitätsgrenze bringen würden, während man eine solche Belastung für die Zugstäbe als unzulässig ansieht. Darauf gibt auch der vorstehende Aufsatz keine bündige Antwort. Was Herr Dr.-Ing. Mayer gegen meinen Hinweis auf die statisch unbestimmten Systeme anführt, schlägt nicht durch. Wenn z. B. die Zugstange eines Bogenträgers mit aufgehobenem wagerechten Schub eine bleibende Verlängerung erfährt, so vermindert sich hierdurch zwar ihre Spannung, aber auf Kosten der Beanspruchung der Glieder des Bogens. Jedenfalls pflegt die Theorie der statisch unbestimmten Systeme mit einer solchen Annahme nicht zu rechnen. Da nun die Druckstäbe — wie in meinem Aufsatze schon hervorgehoben — zur Sicherung gegen Knicken meist einer Querschnittzugabe über das für gleichbeanspruchte Zugstäbe erforderliche Maß hinaus bedürfen, so befinden sie sich hinsichtlich der Spannung in günstigerer Lage als die Zugstäbe. Daran ändert die Größe der Lasten oder die Wahl der Sicherheitszahl nichts.

Alle meine Ausführungen bezogen sich offensichtlich auf den — in den Bauwerken weit überwiegenden — Grundfall, wo die Eulerformel zulässig ist und angewendet zu werden pflegt. Daß es auch anders geartete Fälle gibt, ist mir bekannt. Was über diese in vorstehendem Aufsatze gesagt wird, kann selbstverständlich die ersteren nicht treffen.

Was schließlich den Einsturz des Hamburger Großgasbehälters angeht, so habe ich schon im „Zentralbl. der Bauverw." 1911 auf S. 231 darauf hingewiesen, daß der betreffende Stab nach den preußischen Vorschriften nur mit 24 t hätte belastet werden dürfen, während er tatsächlich mit 60 t belastet worden ist. Warum er diese Überlast nicht getragen hat, ist nicht festgestellt worden. Unter diesen Umständen vermag ich nicht einzusehen, was aus einem so unaufgeklärten Vorkommnis für die hier in Rede stehende Frage geschlossen werden könnte. Auch was Herr Mayer sonst aus den damaligen Verhandlungen und aus meinem Aufsatze auf S. 197 u. 198 des „Zentralbl. d. Bauverw." 1911 bruchstückweise anführt, lasse ich hier unerörtert, weil eine für den Leser verständliche Besprechung den Rahmen einer bloßen Erwiderung überschreiten müßte. Ich behalte mir vor, die betreffenden Fragen in einem besonderen Aufsatze sachlich zu behandeln.

Aus welchen Gründen ich bei der Berechnung der Knickfestigkeit eingebauter Stäbe die erhöhten Gebrauchlasten beibehalten habe, ist auf Seite 5 meines Schriftchens „Knickfestigkeit der Stabverbindungen" (Wilhelm Ernst & Sohn) eingehend dargelegt. Es ist nur geschehen, um im Anschluß an die mit der bisher üblichen Berechnungsweise gesammelten Erfahrungen zu planmäßig erhöhten, die nötige Sicherheit verbürgenden Trägheitsmomenten zu gelangen, steht also nicht in Widerspruch zu meinen Ausführungen in Heft 18 der „Bautechnik".

Berlin. Zimmermann.

---

kritische Stab zwar zu schwach war, ein Kunstfehler aber entsprechend den geltenden Bestimmungen nicht vorliege. Allerdings ließen diese Bestimmungen auch einen anderen Sicherheitsnachweis zu; sie begnügten sich aber mit dem Nachweis nach Euler und begünstigten damit den keineswegs idealen Zustand, daß eine Firma, die die Bestimmungen ganz ausnutzte, leichter bauen und billiger anbieten konnte als eine, die in Knickfragen gewissenhafter vorging.

[12]) Der Aufsatz ist auch als Sonderdruck im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, erschienen.

Vermischtes.

Fahrbare Gußbetonanlage. Das Neueste auf dem Gebiete der Bauausführungen in Gußbeton ist eine fahrbare Gußbetonanlage. Diese Anlage von 45 m Höhe und einem Arbeitsgebiete von etwa 40 m Halbmesser befindet sich an der Baustelle Hüser & Rank in Flaesheim bei Haltern i. Westf. beim Bau einer 240 m langen Schleuse. Die ganze Anlage ist, wie Abb. 1 zeigt, auf einem der Böschung angepaßten Unterwagen aufgestellt. Die Standsicherheit des Turmes ist durch zwei schräg am Turm anlaufende Säulen gewährleistet. Auf dem Unterwagen sind eine Betonmischmaschine von 1250 l Trommelinhalt, zwei Reibungswinden zum Verfahren der Anlage und eine dem besonderen Zwecke angepaßte Schnellaufzugwinde aufgebaut. Letztere ist gegen Witterungseinflüsse durch ein zerlegbares Windenhaus geschützt und so gebaut, daß der Führer den Aufzugkasten im Turm beim Arbeiten nicht zu sehen braucht. Er kann jede Stellung des Kastens an einem Höhenzeiger ablesen, der in Augenhöhe angebracht ist. Die Winde gestattet, den Aufzugkasten mit einer Geschwindigkeit bis zu 2,5 m/Sek. zu heben; das Ablassen kann mit 4 m/Sek. Geschwindigkeit stattfinden.

Die Aufstellung der besonders für Gußbeton eingerichteten Betonmischmaschine ist so getroffen, daß man das mit Silowagen herangeschaffte Mischgut unmittelbar in den Vorfüllkasten der Maschine entleeren kann. Wo dies die Geländeverhältnisse nicht gestatten, wird an die Mischmaschine ein entsprechender Beschickungsaufzug angebaut.

Der flüssige Beton fließt von der Mischmaschine durch eine Rinne in einen Vorsilo mit exzentrischem Verschluß. Aus dem Vorsilo kommt er unmittelbar in den Aufzugkasten, der so bemessen ist, daß er eine Füllung der Mischmaschine aufnehmen kann. Die Verbindungsrinne zwischen Aufzugkasten und Vorsilo wird durch Anschläge selbsttätig eingestellt und fällt beim Hochziehen des Kastens zurück, damit dieser nicht anstoßen kann.

Die Hubgeschwindigkeit des Aufzugkastens beträgt bei diesem Turm 0,66 m/Sek.; zum Heben ist ein 30-PS-Elektromotor in die

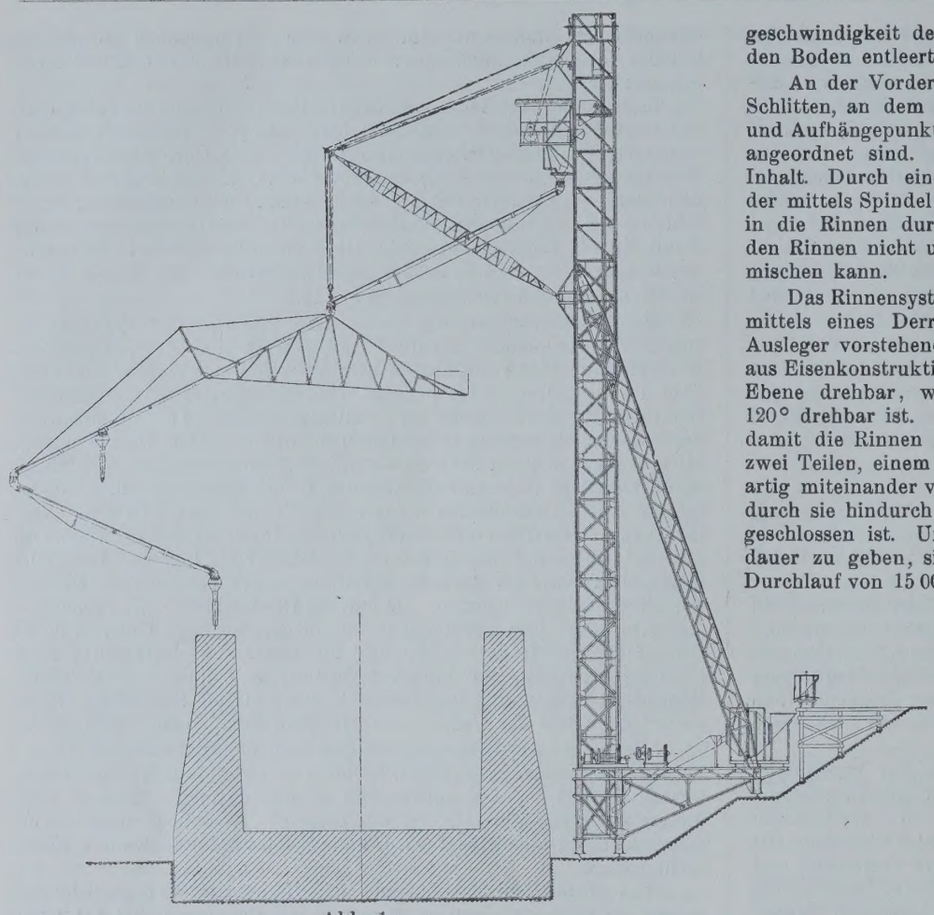


Abb. 1.

Winde eingebaut. Die Leistung entspricht der aufgebauten Mischmaschine. Im Falle, daß zwei Betonmischmaschinen von 1250 l Inhalt aufgestellt sind und mit dem Turm das Doppelte geleistet werden soll, muß der Aufzugkasten eine Hubgeschwindigkeit von 2,5 m/Sek. erhalten, wozu ein Antriebmotor von etwa 140 PS erforderlich ist.

Der Aufzugkasten ruht in einem Rahmen, der beiderseits im Turm in Führungsschienen, ähnlich wie ein Fahrstuhl, geführt wird. Kippkurven und Rollenführung, wie bei den Betonaufzügen, haben sich nicht bewährt, da bei dieser Ausführung und bei der hohen Hubgeschwindigkeit der Aufzugkasten überkippt und seinen Inhalt auf den Boden entleert.

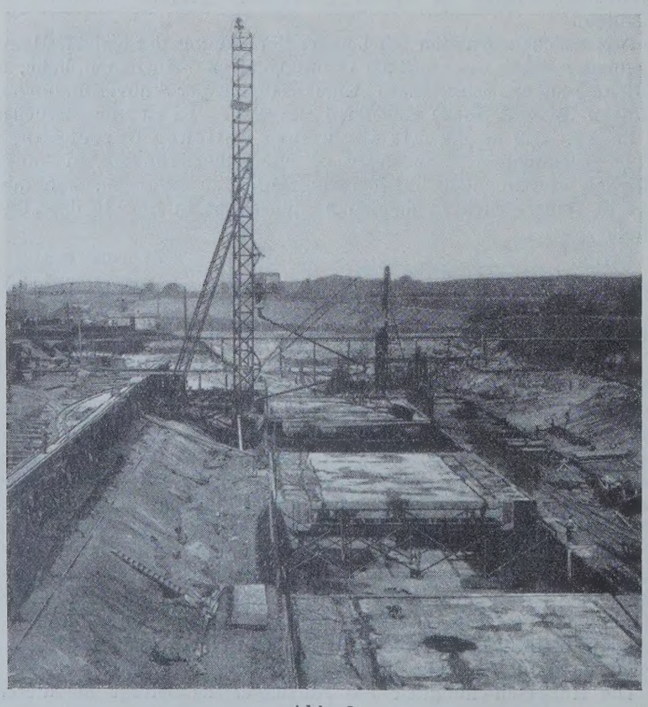


Abb. 2.

An der Vorderseite des Turmes befindet sich ein verschiebbarer Schlitten, an dem ein Vorsilo mit Bedienungsbühne und die Stütz- und Aufhängepunkte für den Derrick-Ausleger und das Rinnensystem angeordnet sind. In den Vorsilo entleert der Aufzugkasten seinen Inhalt. Durch einen am Auslauf des Silos angebauten Verschluß, der mittels Spindel und Handrades zu betätigen ist, wird der Auslauf in die Rinnen durch einen Arbeiter so geregelt, daß der Strom in den Rinnen nicht unterbrochen wird und der Beton sich nicht entmischen kann.

Das Rinnensystem hängt an dem Turm vollständig frei und wird mittels eines Derrick-Auslegers gehalten. Die über den Derrick-Ausleger vorstehende, freibewegliche Rinne wird durch einen Flieger aus Eisenkonstruktion ausbalanciert und ist um 360° in wagerechter Ebene drehbar, während der erste Teil mit Derrick-Ausleger um 120° drehbar ist. Die Drehgelenke an den Rinnen haben Kugellager, damit die Rinnen leicht gedreht werden können. Sie bestehen aus zwei Teilen, einem Ein- und einem Auslaufstück, die außen gelenkartig miteinander verbunden sind, so daß dem Beton auf seinem Wege durch sie hindurch kein Hindernis entsteht und ein Verstopfen ausgeschlossen ist. Um den Rinnen und Gelenken eine lange Lebensdauer zu geben, sind sie mit Schleißblechen ausgekleidet, die den Durchlauf von 15 000 bis 20 000 m^3 scharfkantigem Material aushalten. Am letzten Auslaufstück ist ein Verteilungstrichter angehängt, mittels dessen infolge seiner leichten Beweglichkeit der Beton so verteilt werden kann, wie es die Verhältnisse erfordern. Der Auslauftrichter kann durch Anhängen von sogenannten Rüsseln verlängert werden, damit der Beton beim hohen Fallen geschlossen beisammenbleibt und sich nicht entmischen kann.

Die Anlage ist ausgeführt worden von der Internationalen Baumaschinenfabrik A. G., Neustadt a. d. Haardt. Für die einzelnen Teile hat die Firma Normen aufgestellt. Ersatzteile und einzelne Stöße zur Erhöhung der Türme sind ab Lager lieferbar.

Wem Gelegenheit geboten ist, die genannte Baustelle (s. Abb. 2) zu besichtigen, dem wird auch eine Aufbereitungsanlage für Bindemittel, Kies und Sand auffallen, bei der alles maschinell eingerichtet ist, und die ebenfalls von der „Ibag“ in Neustadt a. d. Haardt geliefert wurde.

Ingenieur Fr. Wilhelm.

Kurze und lange Wasserstandsänderungen der Ostsee. In den „Naturwissenschaften“[1]) berichtet O. Meißner, Potsdam, zusammenfassend über seine bisherigen, auf Beobachtungen der Wasserbaubehörden und des Preußischen Geodätischen Instituts in Potsdam gestützten, außerordentlich umfangreichen Untersuchungen über Wasserstandsänderungen der Ostsee. Ihre Ergebnisse seien, da sie auch für den Wasserbauingenieur nicht ohne Belang sind, im folgenden kurz wiedergegeben.

1. Die Windwellen mit Perioden von etwa 5 bis 10 Sek. Dauer stellen keine eigentliche Wasserstandsänderung dar.

2. Wasserstandsschwankungen von etwa 1 Min. Periode, die auch bei ruhigem Wetter auftreten, dürften als eine Art Interferenzerscheinung zu erklären sein.

3. An manchen Beobachtungspunkten fast immer auftretende Schwankungen mit einer Periode von 10 bis 100 Min. Dauer, von Meißner „Seiches der Ostsee“ genannt, die meistens in Gruppen von 2 bis 6 bei einer für die einzelnen Stationen häufig gleichen Periodenlänge auftreten, scheinen die Folge mehrknotiger Quer- und Längsschwingungen des sich westöstlich erstreckenden Südteiles der Ostsee bezw. der Haffe zu sein. Die Amplituden betragen gewöhnlich nur einige Zentimeter; sie können aber bis zu Dezimetergröße anwachsen.

4. Plötzliche starke, bis zu 1 m betragende Erhebungen des Wasserspiegels, denen eine meist etwas langsamere Senkung folgt (Seebären), erklärt Meißner als durch die Kreuzung „geknickter“ Isobaren mit der Küstenlinie verursacht. Starker Wind braucht bei ihrem Auftreten nicht zu herrschen.

5. Die halbtägigen Mondwellen der Gezeiten, deren im Westen 1 bis 2 cm betragende Amplituden nach Osten zu abnehmen, lassen sich bei ruhigem Sommerwetter selbst in Pillau und Memel noch nachweisen. Der Einfluß der Sonne ist unregelmäßig und anscheinend durch die meteorologischen Verhältnisse verwischt.

6. Bei einer Luftdruckänderung um 1 mm Quecksilbersäule ändert sich der Wasserstand in entgegengesetztem Sinne um 10 mm (statt

[1]) Die Naturwissenschaften, 12. Jahrg., Heft 45, 7. November 1924.

13,5, wie nach dem Verhältnis der spezifischen Gewichte anzunehmen).

Der bis zu 1 m und darüber betragende Einfluß des Windes wechselt in seiner Stärke nach der allgemeinen Wetterlage bezw. Windrichtung und -stärke in der weiteren Umgebung der Station, der Richtung, aus der die Winde vorher geweht haben usw. Bei gleichmäßigem Wehen des Windes aus derselben Richtung tritt erst nach etwa sechs bis acht Tagen ein Beharrungszustand ein.

Das Jahresmittelwasser ist von der örtlichen Windrichtung nur noch in geringem Maße abhängig, trotzdem der Wind auf die Tages- und auch noch Monatsmittel einen bedeutenden Einfluß ausübt.

7. Langperiodische Gezeiten (halbjährliche, jährliche usw.) sind noch nicht weiter untersucht worden, zumal sie eine sehr kleine Amplitude haben, die außerdem von sogenannten „meteorologischen Fluten" von ähnlicher Periode überdeckt werden.

8. Von diesen lassen sich eine ganz- und eine halbjährige eindeutig nachweisen. Die Amplituden sind teilweise verhältnismäßig groß, 5 bis 10 cm, teilweise jedoch auch kleiner. Der Einfluß der meteorologischen Verhältnisse ist unbestreitbar. Daß die verschiedene Wasserführung der in die Ostsee mündenden Flüsse nicht die Ursache ist, ergibt sich nach Meißner daraus, daß zur Zeit der hohen Flußwasserstände im Frühjahr das Ostseemittelwasser am niedrigsten und im Sommer zur Zeit der geringsten Wasserführung der Flüsse am höchsten ist. Ein Vergleich der Ostseestationen mit den Aufzeichnungen des Pegels des Geodätischen Instituts in Bremerhaven zeigt, daß der Wasserstand der Ostsee von dem der Nordsee abhängig ist. Während die örtlichen meteorologischen Verhältnisse die halbjährige Periode noch merklich beeinflussen, ist dies bei der ganzjährigen nicht der Fall.

9. Mehrjährige Perioden von etwa acht bis zwölf Jahren Dauer (Sonnenfleckenperiode) lassen sich nicht eindeutig nachweisen, wenn auch die häufige Aufeinanderfolge gleichsinniger Abweichungen vom Mittel eines längeren Zeitraumes festzustellen war.

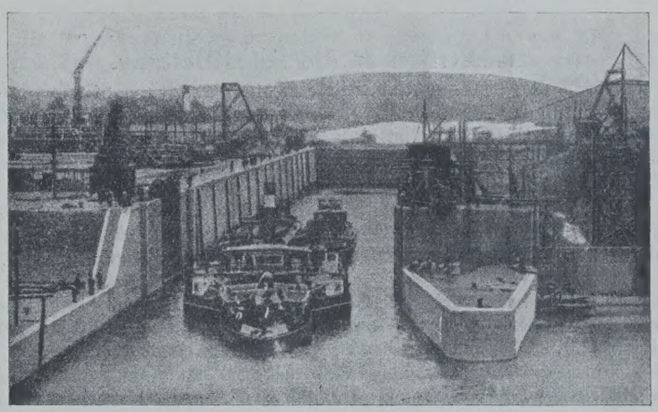
10. Die in der Meteorologie bekannte Brücknersche, etwa 35jährige Periode (gleich etwa drei Sonnenfleckenperioden) ließ sich bei den Wasserständen nicht ermitteln.

Dagegen glaubt Meißner die von Brückner vermutete, aus drei je 35jährigen zusammengesetzte, etwa 100jährige Periode stark angedeutet zu sehen. Er erhält für Travemünde eine Amplitude von 40 mm, für Swinemünde und Kolbergermünde eine solche von 25 mm, wobei das letzte Minimum um etwa 1860 und das Maximum etwa 1910 eingetreten ist. Von einer dauernden Senkung der Ostseeküste kann nach seiner Ansicht wenigstens innerhalb des 19. Jahrhunderts nicht die Rede sein.[1]) Er glaubt, daß man in etwa 25 Jahren wird klar übersehen können, ob es sich tatsächlich um eine Periode, innerhalb deren der Wasserstand nach einer Sinuskurve wechselt, handelt. Das für die Nordsee vorliegende Material läßt ihn, trotzdem es weniger umfangreich als das für die Ostsee ist, eine Periode von etwa 120 Jahren Dauer vermuten.

Als im höchsten Grade bedauerlich muß es bezeichnet werden, daß die Lage der Pegellatten in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts als nicht hinreichend sicher bekannt zu betrachten ist; auch in der zweiten Hälfte zeigen sich in dieser Beziehung noch Unklarheiten, deren nachträgliche Beseitigung kaum gelingen dürfte. Die an sich brauchbaren Beobachtungsergebnisse verlieren so einen großen Teil des Wertes, der ihnen sonst zukommen würde. Immerhin zeigen die Meißnerschen Untersuchungen deutlich, daß eine bedenkliche Senkung der Ostseeküste nicht vorhanden ist. Ob jedoch die eindeutig feststellbare Hebung der Wasserstände der Ostsee seit etwa 1860 periodischen Charakter hat oder durch eine dauernde Verschiebung der Bahnen der barometrischen Minima verursacht oder schließlich auf Veränderungen im Wasserhaushalt der gesamten Erde zurückzuführen ist, wird die Zukunft lehren müssen. —dt.

Im Architekten- und Ingenieur-Verein zu Berlin sprach Prof. Dr.-Ing. E. Neumann von der Technischen Hochschule Braunschweig über „Land- und Stadtstraßenbau in den Vereinigten Staaten".[2]) Er begann mit der Organisation der amerikanischen Landstraßenbaubehörden, erläuterte die Gesetzgebung und Finanzierung und besprach dann an Hand von Lichtbildern die Linienführung und technische Ausführung der Straßen. Die Einführung der Kraftwagen als übliches Beförderungsmittel besonders auch auf den Landstraßen hat die Erweiterung und den Neubau der Landstraßen notwendig gemacht. Aber auch in den Städten hat der Kraftwagen im Straßenverkehr weitgreifende Umwälzungen hervorgebracht. Die Überlastung der städtischen Straßen mit Personenkraftwagen lähmt den Verkehr in der Innenstadt vollständig. Man ist daher genötigt, die Straßenfläche durch Anlage zweigeschossiger Straßen, oder Umgehungs- und Durchbruchstraßen zu vergrößern. In Chicago und Boston sind solche Pläne schon in der Ausführung begriffen. Nordamerika ist wohl in der Lage, solche Maßnahmen, deren Kosten in die Milliarden gehen, großzügig anzufassen. Auch den Rückgang des Verkehrs auf den öffentlichen Verkehrsmitteln, wie Straßen- und Untergrundbahnen, der zur Verdoppelung der Fahrpreise geführt hat, kann man dort vielleicht verschmerzen. Deutschland, das nicht einmal die Mittel hat, seine Wohnungsnot abzustellen, würde nicht in der Lage sein, die durch Kraftwagen hervorgerufene Verkehrsnot in der gleichen Weise zu bekämpfen. Der Vortragende schloß daher mit der Mahnung, die ihm führende amerikanische Verkehrsingenieure mit auf den Weg gegeben hatten, den Hochhausbau, der zu den Verkehrsüberlastungen führt, zu verhindern und den Straßenraum nur soweit dem Kraftwagen zu überlassen, als nachweislich wirtschaftliche Gründe dafür sprechen und es ohne Beeinträchtigung der öffentlichen Verkehrsmittel möglich ist, um Zuständen vorzubeugen, die die deutschen Ingenieure und die deutschen Verwaltungen vor Aufgaben stellen würden, deren Lösung selbst in dem reichen und unternehmenden Amerika ernste Schwierigkeiten bereitet.

Die neue Donauschleuse am Kachlet bei Passau. Die erste Schleuse in der Donau am Kachlet bei Passau wurde, wie wir den V. D. I.-Nachr. entnehmen, kürzlich in Betrieb genommen. Die Doppelschleuse, deren Ansicht von der Unterwasserseite die Abbildung zeigt, hat lichte Kammerweiten von 24 m, ein Gefälle von etwa 9 m und eine nutzbare Länge von 235 m, so daß ein Seitenradschlepper und vier paarweise nebeneinanderliegende Kähne geschleust werden können. Da die Schiffahrt bereits vor der Stauherstellung durch eine Schleuse geleitet werden mußte, ist das Tor am Oberhaupt der südlichen



Schleuse ebenso hoch wie am Unterhaupt ausgeführt. Als Umlaufverschlüsse sind an den Unterhäuptern beider Schleusen und am Oberhaupt der Südschleuse Rollkeilschütze, am Oberhaupt der Nordschleuse vollkommen geschlossene Zylinderschütze mit neuartiger Führung angeordnet. Die Torantriebe sind als Kurbeltriebe durchgebildet. Zur Entlastung der einstellbaren Torlager sind alle Tore mit Schwimmkasten versehen. Alle Antriebe sind gegen Überlastungen geschützt. — Die Schleusenanlage mit den Staudämmen wurde von der Bayerischen Bauindustrie A.-G., München, gebaut, die Eisenkonstruktionen der Tore lieferte Aug. Klönne, Dortmund, die Bewegungseinrichtungen und die Rollkeilschütze die Fried. Krupp Grusonwerk A.-G., Magdeburg, und die elektrische Ausrüstung die Bergmann-Elektrizitätswerke A.-G., Berlin.

Ausbau der Wasserkräfte des Shannon-Flusses in Irland. Im Herbst 1923 wurde der Irischen Regierung durch die Siemens-Schuckertwerke ein Vorschlag für die Elektrisierung des Irischen Freistaates durch Ausnutzung der Wasserkräfte des Shannon unterbreitet und anfangs 1924 ein Vorentwurf überreicht. Nach Fertigstellung des endgültigen Entwurfes wurde am 13. August 1925 ein Vertrag zwischen der Irischen Regierung und den Siemens-Schuckertwerken geschlossen. Auf Grund dieses Vertrages wurde die Ausführung des bautechnischen Teils der Anlage von den Siemens-Schuckertwerken der Siemens-Bauunion übertragen.

Diese Arbeiten umfassen den sogenannten Teilausbau in einem Gesamtwerte von 2,5 Mill. £ und bestehen aus folgenden Einzelheiten:

Einbau eines Wehres in den Shannon bei O'Briens-Bridge, etwa 13 km oberhalb Limerick, durch das der Fluß um etwa 5 m aufgestaut wird. Dieser Stau ermöglicht es, einen etwa 7 km oberhalb befindlichen See, den Lough Derg, als Speicherbecken zu benutzen. Zur Vermeidung von Überschwemmungen werden die tiefliegenden Teile der Fluß- und Seeufer durch Dämme geschützt.

[1]) Vergl. hierzu „Die Bautechnik" 1925, Heft 31, S. 423.
[2]) Vergl. hierzu „Die Bautechnik" 1925, Heft 43 u. f.

Mit dem Wehr verbunden ist das Einlaufbauwerk in dem 10,5 km langen Obergraben. Dieser entspricht in der Form seines Querschnittes den größeren deutschen Kanälen. Seine Sohlenbreite beträgt 31,5 m, die Breite in Höhe des Wasserspiegels 89,3 m. Da der Kanal teilweise im Auftrag liegt, werden Dämme bis zu 18,5 m Höhe und rd. 100 m Sohlenbreite erforderlich. Der Oberwassergraben wird gleichzeitig als Schiffahrtrinne benutzt werden.

Das Kraftwerk ist etwa 4 km von Limerick entfernt. Der unterhalb anschließende Untergraben, der das ausgenutzte Wasser dem Shannon wieder zuführt, ist rd. 1,6 km lang und verläuft hauptsächlich im Fels. Zur Verbesserung der Wasserführung wird es weiterhin erforderlich, das Flußbett selbst inner- und oberhalb der Stadt Limerick zu vertiefen. Insgesamt sind rd. 8 Mill. m^3 Boden und 1 Mill. m^3 Fels zu bewältigen, sowie 160 000 m^3 Beton auszuführen. Als Bauzeit sind $3^1/_2$ Jahre in Aussicht genommen. We.

Straßenbau-Studien in der Schweiz. Eine deutsche Straßenbaukommission, bestehend aus 17 Herren, weilte, wie die D. A. Z. mitteilt, vom 6. bis 12. September in der Schweiz, um die dortigen Straßenbauverhältnisse zu erforschen. In der Kommission waren vertreten die Vereinigung der technischen Oberbeamten, der Deutsche Straßenbauverband, die Landkreise, die Gesteins- und Teerindustrie. Der Vorsitzende der Kommission war Oberbaurat Hentrich von der Stadt Krefeld. In den sieben besuchten Schweizer Kantonen lag die Führung der Kommission bei der offiziellen amtlichen Vertretung der gesamten Schweizer Straßenfachmänner, und in jedem Kanton standen die Baubeamten des betreffenden Bezirks zur Begleitung und zur Auskunft zur Verfügung.

Ein ausführlicher Reisebericht ist zurzeit in Arbeit. Er wird vor seiner Veröffentlichung den amtlichen Schweizer Stellen zur Nachprüfung auf seine Richtigkeit zugesandt werden.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern. Zu diesem in der „Bautechnik" 1925, Heft 44, veröffentlichten Aufsatze von Dr.-Ing. Craemer sind eine Anzahl von Zuschriften eingegangen, von denen wir einigen der bemerkenswertesten in der Reihenfolge ihres Einganges gern Raum geben werden.

Der Verfasser beabsichtigt, auf alle diese Zuschriften nach deren Veröffentlichung eine gemeinsame Erklärung in der „Bautechnik" abzugeben. Die Schriftleitung.

I.

Daß der Kippsicherheitsgrad als Nachweis der Standsicherheit zu verwerfen ist, habe ich bereits in „Beton u. Eisen" 1915, Heft 19/20, S. 192, nachgewiesen. Ich stimme also im Ergebnis — der von mir eingeschlagene Weg ist ein anderer — mit den Ausführungen des Verfassers des obengenannten Aufsatzes überein. Auch meine Erörterungen über das Wesen des Kippvorganges finden in den Formeln des zweiten Teils des Aufsatzes ihre Bestätigung, wenn auch dort zunächst noch die Verfolgung der Gleitkräfte unberücksichtigt bleibt. Zu beachten bleibt, daß die Schwierigkeit in der Erfassung der Bodenziffer liegt, die hier eine weit größere Rolle spielt als beim Tunnelrahmen. In Formel 6 ist dem Verfasser ein kleiner Fehler unterlaufen, der sich wohl auch in der Ungleichung für e auswirkt. Es muß heißen $\varphi = \frac{2V}{q e^2 E}$ statt $\varphi = \frac{V}{q e^2 E}$.

Auf dem zur Ablehnung des Kippsicherheitsgrades eingeschlagenen Beweiswege des ersten Teils des Aufsatzes kann man aber dem Verfasser nicht folgen, weil er sich in der rein mathematisch-statischen Operation von den gegebenen Voraussetzungen entfernt, ja diese zerstört, und daher der so entstandene unlogische Weg zum unlogischen Ziele führen muß, womit nichts bewiesen ist.

Die Formel $n = \frac{vV}{hH}$ entstand doch lediglich aus dem Wunsche, einen Wert für das Verhältnis der festhaltenden lotrechten zu den umstürzenden wagerechten Kräften, also einen Wert für die Standsicherheit zu erhalten. Man ging von der Voraussetzung aus, daß die Mauer nicht kippt, wenn das Verhältnis der Momentensumme der lotrechten zu der der wagerechten Kräfte bezogen auf die vordere Mauerkante als Kippkante $\geqq 1$ ist, nannte die Zahlen > 1 die Sicherheitsgrade und setzte hierfür gewisse Erfahrungswerte als Mindestbedingung fest. Wesentlich für die logische Entwicklung, der sich die mathematisch-statische Größenoperation unterzuordnen hat, ist hier die unverschiebliche Lage der Kräfte H und V. Jede Veränderung der tatsächlichen Kraftlage zerstört die gegebene Voraussetzung und ist deshalb für das hier gesteckte Ziel unzulässig. Denn wird h kleiner oder größer gemacht, als es wirklich ist, so ist eben Hh nicht mehr das vorhandene Umsturzmoment, und wird v kleiner oder größer, so ist Vv nicht mehr das gegebene Stabilitätsmoment. Die Kraftlagen unter der Sohle sind natürlich nicht möglich, da sie schon von den Reaktionskräften aufgehoben sind. Man sollte solche Kräftebilder deshalb besser nicht anwenden.

Es scheint also, daß für die grundlegenden Sätze der Mechanik noch die Gültigkeitsgrenzen besonders betont werden müssen. (Vergl. die Aufsätze des Unterzeichneten „Zur Klärung der statischen Grundbegriffe" in der Zeitschrift des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine 1914, Heft 33 und 1915, Heft 6.)

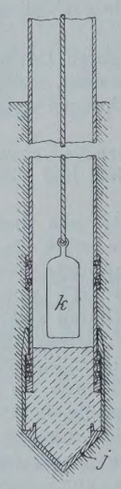
Elwitz macht überhaupt den Kippsicherheitsgrad zum Ausgangspunkte der gesamten Stützmauerbemessung („Die Sicherheit von Mauern und verwandten Tragwerken gegen Erddruck, Wind- und Wasserdruck" in der Zeitschrift für Architekten- und Ingenieur-Wesen 1913, Heft 1) und gibt umfangreiche Bemessungstabellen. Die dort vorgenommenen mathematischen Operationen sind im Prinzip die gleichen wie bei den sonst üblichen Verfahren der Spannungsermittlung an Fundamentfugen, nur daß noch der Sicherheitsgrad mit eingeflochten und in mathematische Beziehung zu σ_{zul} gesetzt wird.

Unrichtig für den bisherigen in die Formel $n = \frac{vV}{hH}$ gebrachten Begriff des Sicherheitsgrades bei Stützmauern bleibt aber im genaueren Sinne die Annahme der Vorderkante der Mauer als Kippkante und die daraus entspringende Voraussetzung unendlich großer Festigkeit des Baugrundes, wie in meiner eingangs erwähnten Arbeit kurz gezeigt ist.

Berlin, 11. Oktober 1925. Oberingenieur Alfons Schroeter.

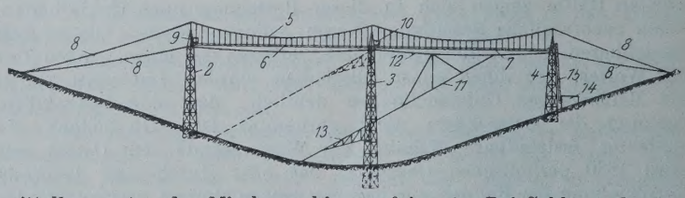
Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.



Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton in einem Vortreibrohr (Kl. 84c, Nr. 417 326 vom 11. 4. 1923 von Henry Percy Lancaster in London). — Die Vorrichtung besteht darin, daß am Vortreibrohr zwei Kragen angeordnet sind, zwischen denen eine Muffe mit nach innen vorspringendem Flansch verschiebbar liegt. Der untere Kragen trägt einen nach innen unter das Vortreibrohr vorspringenden Flansch.

Einrichtung zur Förderung von Gußbeton zu den Verbrauchsorten auf einer Baustelle (Kl. 84a, Nr. 417 601 vom 5. 4. 1922 von Siemens-Bauunion-G. m. b. H., Komm.-Ges. in Berlin). — Um die bei der Förderung von Gußbeton bisher verwendeten teuren Türme und Aufzüge zu vermeiden, wird der von der Mischmaschine kommende Betonbrei mit einer die Wasserausscheidung verhütenden Geschwindigkeit durch ein Förderband fortbewegt und dann in Gießrinnen geleitet, die ihn den Verwendungstellen zuführen. Zu beachten ist, daß die Fördergeschwindigkeit so bemessen sein muß, daß kein Wasser sich ausscheiden und der Betonbrei selbsttätig zu den Verbrauchstellen fließen kann. Um den Betonbrei von der Mischmaschine auf das Förderband zu heben, ist eine Senkrechtfördereinrichtung vorgesehen, die den Betonbrei unmittelbar unter der Mischmaschine aufnimmt. Bei Schleusenbauten, deren Länge die Breite wesentlich übersteigt, werden die Mischanlage und das Förderband auf parallel zur Längsachse des Bauwerks verlegten Gleisen verschiebbar gelagert.



Personalnachrichten.

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Wilhelm Hendricks und Kurt Pickel (Wasser- und Straßenbaufach).

INHALT: Statische Berechnung von Tieftunneln. — Verkehrsregelung auf den Straßen in den Vereinigten Staaten. — Standsicherheitsuntersuchung von Kaimauern in weichem Lehmboden. — Über die Sicherheit gegen Knicken. — Vermischtes: Fahrbare Gußbetonanlage. — Kurze und lange Wasserstandsänderungen der Ostsee. — Vortrag im Architekten- und Ingenieurverein zu Berlin. — Neue Donauschleuse am Kachlet bei Passau. — Ausbau der Wasserkräfte des Shannon-Flusses in Irland. — Straßenbau-Studien in der Schweiz. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 8. Dezember 1925 Heft 53

Zur Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Karl Lüders**, Braunschweig.

I. Einleitung.

A. Allgemeines: Die Lage des Weges zu kennen, den das treibende Geschiebe bei seiner Wanderung talwärts in den Flußläufen einschlägt, ist für den Wasserbauingenieur wie auch für die Flußschiffahrt von Bedeutung. Der Ingenieur hat sich bei Flußregulierungen, bei Anlage von Flußhäfen usw. ein Bild von den Geschiebewegen und -ablagerungen zu machen, um danach die zweckmäßigste Lösung der ihm gestellten Aufgaben zu finden.

Die Flußschiffahrt wiederum hat insofern ein Interesse an der Kenntnis der Geschiebeverhältnisse eines Stromes, als Sandbänke und Schwellen die Schiffahrt stören oder gefährden können. Besonders sind es an den Übergängen die Schwellen, die durch ihre Lage quer durch den Fluß, durch die geringe Wassertiefe auf ihnen und bei NW durch die Querrichtung der Strömung, welch letztere alsdann dort eine große Geschwindigkeit besitzt, der Flußschiffahrt erhebliche Hindernisse entgegensetzen.

Man sollte nun annehmen, daß schon frühzeitig Beobachtungen und Messungen angestellt worden wären, um Klarheit über die Wanderung und Ablagerung des Geschiebes und Entstehung der Schwellen zu erlangen. Aber noch im zweiten Drittel des vorigen Jahrhunderts finden sich nur vereinzelt in der wasserbautechnischen Fachliteratur wissenschaftliche Abhandlungen über Fragen, die sich mit den Erscheinungen der Geschiebebewegung und -ablagerung in Flußläufen und mit Maßnahmen zur Bekämpfung der sich daraus ergebenden Nachteile befassen.

B. Geschichtliche Übersicht: Die ersten Veröffentlichungen über das Verhalten der beweglichen Sohle geschiebeführender Flüsse in Süddeutschland stammen von Grebenau, der 1849 und 1854 und seit 1860 alljährlich auf der pfälzisch-badischen Rheinstrecke zwischen Lauterburg und Germersheim bei NW Aufnahmen von der Lage der Kiesbänke und des Talweges machte. Auf diese Messungen baut sich seine 1869 bekanntgegebene Theorie über die Wanderung der Kiesbänke auf.[2])

Grebenau nahm an: Wird eine Kiesbank hinreichend hoch überflutet, so rollt der Kies auf und neben der Kiesbank in einer den Stromfäden parallelen Richtung weiter, nicht aber, wie einzelne Hydrotekten behaupten, in einer gegen das Ufer gerichteten drehenden Bewegung. Die Kiesbank wird stets oben kürzer, unten länger, sie rückt also talabwärts. Hierbei bleibt, da bei HW die Wasserfäden unter sich und nahezu dem Ufer parallel sind, die Kiesbank stets auf der Seite des Talweges, wo sie ursprünglich war, ohne ihn jemals zu kreuzen.

Nach Grebenau findet also ein regelmäßiges Wandern der Kiesbänke flußabwärts statt. Diese Theorie ist später u. a. von Faber als nicht ganz richtig erkannt worden; dieser weist auf das Schwanken in den alljährlich gemessenen gegenseitigen Abständen der Kiesbänke im Oberrhein hin[3]) und kommt zu dem Schluß, daß dieses die Folge einer Verlegung des Talweges bei HW ohne vollständigen Abtrieb der Kiesbänke ist. Eine derartige Umbildung rechtfertigt nach Faber die Bezeichnung: Stromstrecke mit pendelndem Talweg.

Grebenaus Arbeiten bezüglich der Geschiebebewegung befassen sich vorwiegend mit der Wanderung der Kiesbänke in gestreckten, fast geradlinigen Flußläufen, weshalb in der vorliegenden Abhandlung nicht weiter darauf eingegangen werden soll. Es ist aber noch die deutsche Bearbeitung der von den amerikanischen Offizieren Humphreys und Abbot am Mississippi vorgenommenen Untersuchungen zu erwähnen, die im Jahre 1867 von Grebenau erschien.[4])

Aus diesem Werke ist Abb. 18 entnommen, die die Querprofile einer S-förmig gewundenen Strecke des Mississippi bei Carrollton in Louisiana zeigt und die normale Wirkungen einer Flußkrümmung auf die örtliche Gestaltung eines Querprofiles erkennen läßt.

Gleichzeitig mit Grebenau stellte Lavale eingehende Untersuchungen über das Verhalten geschiebeführender Flüsse an. Er bereiste als Kreisbaurat der Pfalz Ende der 60er Jahre den Main, Teile der Donau, des Inn, des Lech und der Salzach und studierte besonders die Wasser- und Geschiebebewegung nicht nur an genannten Strömen und Flüssen, sondern auch an kleineren Gewässern und Bächen.

In seinen von Rapp herausgegebenen Aufzeichnungen[5]) behandelt er besonders ausführlich die Bewegung des Treibmaterials,

> „weil diesem Gegenstande bisher eine verhältnismäßig geringe Aufmerksamkeit geschenkt worden ist. In den meisten Lehrbüchern über Wasserbau findet man nur spärliche Angaben über das Verhalten des Treibmaterials, obwohl zur Beurteilung der Flußverhältnisse eine genaue Kenntnis der Art und Weise der Geschiebebewegung von größter Wichtigkeit ist".

Im III. Abschnitt des genannten Werkes von Lavale wird einleitend über das Zustandekommen des Treibmaterials gesprochen, sodann wird dargelegt, welches die Ursachen für die Ablagerung des Geschiebes im Flußlauf sind. Es heißt dort:

> „Es lagern sich zwischen den Ufern und über den regulären Flußsohlen naturgemäß in größerer oder geringerer Höhe Materialmassen ab, und zwar:
>
> a) in verhältnismäßig zu breiten Stromstrecken,
> b) an konvexen Ufern,
> c) an beliebigen Stellen, selbst im regulären Strome, wenn der Strom wandernde Materialbänke treibt,
> d) an beliebigen Stellen und ebenfalls im regulären Strome, wenn der Strom feines, gleichmäßiges Material in Menge treibt und diesem wenige, vereinzelte, schwere Stücke beigemengt sind, sowie endlich
> e) an Stellen, wo zufällig von Gehängen oder durch Rinnen schwere Senkstücke in den Fluß gelangen."

Zu dem Falle b), der für vorliegende Abhandlung hauptsächlich in Frage kommt, führt Lavale aus, daß die Materialbänke sich an das konvexe, ausbiegende Ufer anschließen, ohne von der Strömung jemals vollständig abgetrieben zu werden. Es findet nur insofern eine Änderung an der Materialbank statt, als ein steter Wechsel im Anlaufen und Ablaufen der Kiesbank oben und unten vor sich geht.

Weiter schreibt Lavale wörtlich:

> „Meistens, ja fast immer entsteht unterhalb einer Konkaven auf der entgegengesetzten Seite eine zweite Konkave, und es liegen die beiden Konkaven bezw. Konvexen einander schräg gegenüber. Die Materialbänke, welche sich an den Konvexen bilden, stehen dann gewissermaßen miteinander in Verbindung, indem sich von einer Materialbank quer durch den Strom bis zur anderen eine Schwelle bildet. Läuft die eine Bank oben ab und verlängert sich dieselbe nach unten, dann geschieht das gleiche an der schräg abwärts liegenden Bank. Ebenso verhält es sich, wenn die eine Bank aufwärts wieder anwächst und abwärts abläuft. Mit diesen Bewegungen steht die quer durch den Strom liegende Kiesbank (Schwelle) ebenfalls in Verbindung derart, daß dieselbe von oben nach unten abwärts rückt und später unten wieder abtreibt und oben anläuft. Mit den Änderungen der Bänke und der Schwelle hängt immer auch eine entsprechende Änderung des Talweges zusammen."

Ferner wird gesagt, daß die Materialablagerungen an konvexen Stromstellen, sowie die beschriebenen Änderungen an den Bänken und Schwellen sich an allen Flüssen zeigen, mögen diese wenig oder viel Material führen und mag das Material fein oder grob sein.

---

[1]) Auszug aus der von der Technischen Hochschule Carolo-Wilhelmina in Braunschweig 1925 genehmigten Doktor-Dissertation. Referent: Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. M. Möller, Korreferent: Prof. Dr.-Ing. E. Neumann.

[2]) Grebenau, Der Rhein vor und nach seiner Regulierung auf der Strecke von der elsässisch-bayerischen Grenze bis Germersheim. Dürkheim a. d. H. 1870.

[3]) „Die Bautechnik" 1923, Heft 15. Das Verhalten der beweglichen Sohle in geschiebeführenden Flüssen bei steigendem und fallendem Wasser von Dr.-Ing. chr. E. Faber, Ministerialrat a. D., München. — Vergl. auch dessen Aufsatz: „Über bauliche Versuche zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse", Südd. Bztg. 1922, S. 153 bis 156.

[4]) Grebenau, Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. München 1867.

[5]) Georg Lavale, Unsere natürlichen Wasserläufe. Hydrotechnische Studien. Herausgegeben von Jacob Rapp. Weilheim 1883 bei Gebr. Boegler.

In dem gleichen Jahre, in dem die Lavale-Rappschen Hydrotechnischen Studien erschienen, veröffentlichte M. Möller seine „Studien über die Bewegung des Wassers in Flüssen mit Bezugnahme auf die Ausbildung des Flußprofiles“.[6]) In dieser Veröffentlichung wird zum ersten Male dargelegt, daß die einzelnen Wasserfäden eines geraden Wasserlaufes im Mittel nicht gerade Bahnen verfolgen, sondern meist spiralförmige Windungen beschreiben, deren lotrechte Projektionen als Schlangenlinien erscheinen (Abb. 1).

An den Böschungen des Flusses steigt das Wasser empor, treibt der Strommitte in schwach geneigter Richtung zu und fällt hier abwärts, um in der Tiefe wieder auseinander zu weichen und dann, den Böschungen sich nähernd, den Kreislauf zu erneuern. Jeder reguläre Strom würde hiernach aus zwei Wasserwulsten bestehen, die nebeneinander im Flusse stromabwärts gleiten und eine drehende Bewegung um ihre Längsachse ausführen. Der Drehungssinn der so gebildeten beiderseitigen Uferspiralen ist an der Oberfläche nach der Flußmitte zu gerichtet, so daß hier ein fallender Strom entsteht, der die größere Wassergeschwindigkeit der Oberfläche auf die Flußsohle überträgt, die an diesen Stellen den stärksten Angriff erleidet. Je stärker nun die Drehbewegung der Spiralen ist, um so bedeutender ist auch die Auswaschung der Sohle.

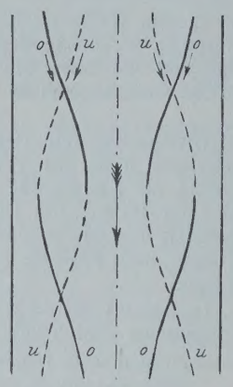


Abb. 1.

Bei einem ganz regulären Flußlauf findet dieser Vorgang in der Flußmitte statt; der ausgespülte Boden wird gleichmäßig nach beiden Seiten fortgeschoben, der Fluß „gräbt sich sein Bett“. Der Amerikaner Stearns hat nach Angabe von Möller[7]) diese Art der Wasserbewegung auf experimentellem Wege auch gefunden. Eingeführte Sägespäne dienten zur Kenntlichmachung der Wasserwege im Wasserinnern, die durch eine seitliche Glaswand und von oben her beobachtet werden konnte.

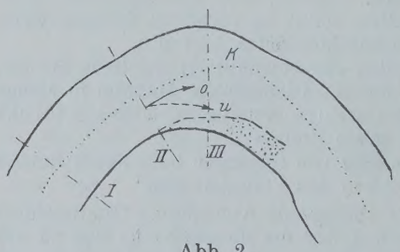
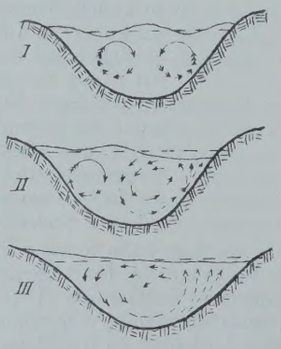


Abb. 2.



In einer Flußkrümmung ist nur noch eine der beiden Wasserspiralen vorhanden (Abb. 2), und zwar diejenige, die an der Seite oberhalb des konvexen Ufers der Flußwindung bestand. Die Strömungsrichtung an der Oberfläche ist also in der Krümmung gegen das hohle Ufer gerichtet, während die Strömung an der Sohle eine wesentliche Winkelabweichung jener gegenüber besitzt und gegen das vorspringende Ufer weist.

Im Grundriß des Wasserbaues finden die Vorgänge, die in einer Flußkrümmung bei Bildung der Kolke und Sandbänke statthaben, ausführliche Behandlung.[8]) Es wird hier dargelegt, daß infolge der Fliehkraft die am schnellsten fließenden Wassermassen sich dem hohlen Ufer nähern und dort gestaut werden. Es entsteht ein Quergefälle, das sich an der Oberfläche durch Querneigung des Wasserspiegels zu erkennen gibt, und in der Tiefe als Neigung der Flächen gleichen Druckes

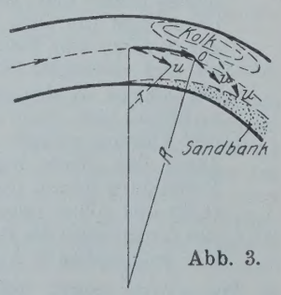


Abb. 3.

auftritt; diese sind hier dem Wasserspiegel parallel gerichtet (Abb. 3). Aus der Gleichung zwischen der zentripetalen Querbeschleunigung $\frac{1}{n} \cdot g$ (der Schwere), die nach vorstehendem in oberen und unteren Schichten den gleichen Wert besitzt, und der zentrifugalen Querbeschleunigung $\frac{v^2}{r}$ wird dort nachgewiesen, daß die schnellbewegten Teilchen nahe der Stromoberfläche in einem Bogen von größerem Halbmesser $R = v^2 \cdot \frac{n}{g}$ sich bewegen und daher an das hohle Ufer gelangen und dort kolkend wirken, während die unteren, langsamer fließenden Wassermassen nahe der Sohle in stärker gekrümmten Bogen $r = u^2 \cdot \frac{n}{g}$ (also von kleinerem Halbmesser) sich nach dem konvexen Ufer hinüber bewegen und die Sinkstoffe dorthin führen. Letztere lagern sich ab und bilden im Schutze des vorspringenden Ufers eine Sandbank. Das Verhältnis der Halbmesser ergibt sich zu: $R : r = v^2 : u^2$, und daraus wird für $v =$ etwa $2\,u$

$$R = 4\,r.$$

Dieser Vorgang ist von Möller u. a. zum Gegenstande von Vorführungen in den Wasserbau-Übungen im Anschluß an den Hochschulunterricht gemacht worden, die in einem im Mühlbache bei Gliesmarode (Braunschweig) eingebrachten Gerinne mit gerader Anfangsstrecke und anschließenden Krümmungen zur Durchführung gelangten.

Weiter sind diese Untersuchungen von Möller als Thema für eine Preisarbeit gewählt worden.[9]) Die Messungen der Stromrichtungen wurden in der Weise ausgeführt, daß man in das Wasser mittels eines Glasröhrchens Farbstoff einführte, der die Strömungsrichtungen etwa so erkennen ließ, wie der Rauch die Windrichtung. Er breitete sich auf seinem Lauf aus und schwankte in seiner Bewegung, wie der Rauch das unter der Wirkung des Windes ebenfalls tut. Die mittlere Richtung der Strömung wurde durch einen über Wasser gespannten Faden bestimmt, dessen Neigung zur Stromachse durch Koordinaten festgelegt wurde.

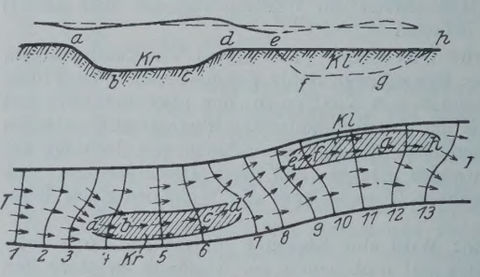


Abb. 4.

Von besonderem Interesse sind noch die Ausführungen, die Möller von der Wasserbewegung an den Übergängen bei mittlerem oder kleinem Wasser im Grundriß des Wasserbaues, Band II, S. 138 bis 139, bringt Abb. 4[10]) zeigt eine Flußstrecke mit zwei schräg gegenüberliegenden Kolken, die nach Ablauf des HW wie Teiche wirken. Ein fast wagerechter Spiegel will sich in den Kolken einstellen, so daß in ihnen nur ein geringer Gefällverbrauch stattfindet. Hierdurch ist bedingt, daß der Abstand zweier Spiegel-Höhenlinien voneinander in den Kolken größer ist als außerhalb der Kolke. Fast das ganze Gefälle vereinigt sich über den Schwellen, hier eine große Wassergeschwindigkeit erzeugend, wodurch eine kleinere Querschnittfläche für den Wasserdurchfluß notwendig wird. Da ferner die Querschnittbreite am Orte der Linie 8, d. h. die Länge der Linie 8, am größten ist, vermindert sich die Wassertiefe dort bedeutend.

Zusammenfassend wird gesagt: Einmal wird bei kleiner Wasserführung auf der Schwelle eine kleinere Querschnittfläche benötigt, weil das Wasser dort am schnellsten fließt, und weiter ist die Tiefe vermindert, weil die Profilbreite dort groß ist.

Es wird noch erwähnt, daß im Interesse der Schiffahrt die Querströmung von einem Kolk zum gegenüberliegenden hinüber zu vermindern ist; die Übergänge sind also sanfter zu gestalten, und die Wassertiefe über den Schwellen ist daselbst zu vermehren.

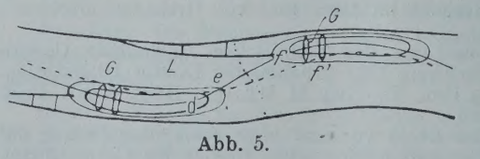


Abb. 5.

Um dieses zu erreichen, wird vorgeschlagen, den Wasserspiegel am oberen Ende der Kolke durch Einbau von Grundschwellen G (Abb. 5[11]) zu heben; ferner sind niedrige Leitwerke L für Verminderung der Breite des Flußprofiles quer zur Stromrichtung zu errichten, wodurch eben-

[6]) Zeitschrift für Bauwesen 1883, S. 194 bis 210. Siehe auch: „Über Bewegung im Strome und Gestaltung der Flußsohle“ von M. Möller, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. Hannover 1890, S. 455 bis 467.

[7]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. Hannover 1890.

[8]) M. Möller, Grundriß des Wasserbaues, II, S. 134 u. f. Leipzig 1906. Verlag von S. Hirzel.

[9]) Der damalige Studierende Herr F. W. Schmidt (zurzeit Oberbaurat in Münster) erhielt den ausgesetzten Preis (1898).

[10]) Aus M. Möller: Grundriß des Wasserbaues, Bd. II, S. 139.

[11]) Aus M. Möller: Grundriß des Wasserbaues, Bd. II, S. 142.

falls eine Vergrößerung der Wassertiefe auf den Schwellen erreicht wird. Die Leitwerke wirken auch dahin, die Querströmung in einer schlankeren Linie abzulenken. Zuletzt kann noch die Ausbaggerung einer Schiffahrtrinne von e bis zum oberen Ende des Kolkes f' in Frage kommen, wodurch das relative Gefälle schwächer als zuvor wird; auch vereinigt sich die Wassermenge, welche vor der Baggerung die ganze Breite des Flußbettes ausfüllte, auf eine schmale Rinne.

Es sei an dieser Stelle noch nachgetragen, daß das Blechgerinne, in dem die auf S. 739 beschriebenen Versuche angestellt wurden, im Jahre 1896 von Möller zur Veranschaulichung von Strömungserscheinungen in einem Flußlauf verwendet worden ist.

Zehn Jahre früher, im Jahre 1886, stellte Möller zum ersten Male Versuche mit Wasser in einem Gefäß von 120 cm Durchmesser an, und zwar bezweckten diese die Nachahmung der atmosphärischen Wirbelvorgänge. Sie zeigten, wie durch die Einwirkung der Reibung an der Sohle die Strömung, in der Tiefe geringer ausfallend, sich nach dem Wirbelzentrum hin bewegt und dort aufsteigenden Strom veranlaßt. Die mitgeführten Sinkstoffe sammeln sich dann im Zentrum. Hier entspricht letzteres dem konvexen Ufer des Flusses, wo sich auch die Sinkstoffe sammeln und die Sandbänke bilden.

Im Jahre 1886 veröffentlichte F. v. Hochenburger, k. k. Oberbaurat, die Ergebnisse seiner Studien, die er bei den zahlreichen von ihm ausgeführten Flußregulierungen in Steiermark gewonnen hatte.[12])

In diesem seinem Werke behandelt er im V. Abschnitt unter: „Geschiebe" zuerst allgemeine Betrachtungen, in welchen er Aufschluß über Gewicht, Form, Gemenge und Größe des Geschiebes sowie über die Ursachen der Geschiebeablagerungen gibt. Diese sind in der Regel darauf zurückzuführen, daß der Fluß nicht mehr die Kraft hat, das in Bewegung befindliche Geschiebe fortzubringen und dessen Anhäufung an irgend einer Stelle zu verhindern.

Ausführlich wird noch über die Schichtung, über Alter und Abtrieb der Geschiebebänke berichtet.

Von der Bewegung des Geschiebes wird gesagt, daß diese erst bei höheren Wasserständen durch die gesteigerte Kraft der Strömung beginnt. Bei dieser Bewegung reiben sich die einzelnen Bestandteile der Geschiebemasse an anderen Sinkstoffen und dem strömenden Wasser oder am Fluß- oder Uferboden, sie verfolgen auch nicht immer eine und dieselbe Richtung und kreuzen sich häufig auf ihren Wegen; die einzelnen Steine werden daher nicht allein durch die Reibung mit anderen Steinen, dem Boden und strömenden Wasser in ihrer Bewegung aufgehalten, sondern erleiden auch durch andere in Bewegung befindliche Sinkstoffe eine Einbuße in den erlangten Bewegungsmomenten.

Die Bewegung des Geschiebes wird häufig unterbrochen, und zwar durch Hindernisse im Flußbette oder durch Verminderung der bewegenden Wasserkraft infolge Rückganges des Wasserstandes. Aus diesen Erscheinungen ist es erklärlich, weshalb die Fortbewegung der Geschiebemassen verhältnismäßig langsam vonstatten geht.

Zum Schluß wird noch sehr eingehend über den Verschleiß des Geschiebes und die Widerstände bei der Geschiebebewegung berichtet.

Wenn die bisher besprochenen Untersuchungen und Beobachtungen, die der wasserbautechnischen Wissenschaft dienen sollten, fast ausnahmslos an den bestehenden Flüssen und Bächen angestellt wurden, so trat darin im Jahre 1890 eine Änderung insofern ein, als Professor Engels an der Technischen Hochschule in Dresden ein Laboratorium zur Verfügung hatte, in dem er Modellversuche über das Wesen und Verhalten der natürlichen Wasserläufe anstellte.

> „Da diese Versuche in ihrer Art gänzlich neu waren und es daher zweifelhaft erschien, ob sie überhaupt zu brauchbaren Ergebnissen führen würden, so war es geboten, unter Aufwendung möglichst geringer Mittel, d. h. im möglichst kleinen Maßstabe den Anfang zu machen."[13])

Diese ersten, in einem einfachen Zinkblechgerinne angestellten Versuche hatten sehr günstige Ergebnisse gezeitigt, so daß im Jahre 1898 der Dresdener Hochschule ein Flußbaulaboratorium angegliedert wurde, das mit einem 13,40 m langen Gerinne und vielem Meßgerät ausgestattet war.

Von den von Engels in der Folgezeit sehr zahlreich angestellten Versuchen seien in vorliegender Abhandlung nur diejenigen erwähnt, die sich mit der Geschiebebewegung in Flußläufen befassen.

In der obengenannten Veröffentlichung von Engels wird zuerst eine Untersuchung beschrieben, die den Wanderungsweg der Sandbänke in einer geradlinigen Elbstrecke feststellen sollte. Dieser Versuch hat gezeigt,

> „daß die Sandfelder bei ihrer Wanderung von einem Ufer zum anderen überschlagen".

Die Beobachtung der Wanderung des Sandes in dieser geraden Flußlaufstrecke konnte unmittelbar stattfinden, was bei dem folgenden Versuch, der die Sandwanderung in gekrümmten Flußstrecken betraf, nicht ohne besondere Vorrichtungen möglich war.

Bei diesen Untersuchungen verwendete Engels gefärbten Sand, und um dessen Überlagern durch den das Flußbett bildenden Sand zu vermeiden, wurde das Flußbett unter Verwendung feinen Kieses (feste Sohle) hergestellt. Jetzt konnte der Weg des wandernden Sandes sehr gut beobachtet werden, und Engels faßt das Ergebnis in folgendem Gesetz zusammen:

> „In Flußkrümmungen der vorliegenden Art verfolgt das wandernde Geschiebe den kürzesten Weg, indem es von einem ausbiegenden Ufer zum nächsten ausbiegenden Ufer unterhalb überschlägt." (S. 358 der oben angegebenen Veröffentlichung.)

In seinem „Handbuch für Wasserbau" hat Engels auf diese Ergebnisse seiner früheren Modellversuche hingewiesen und daran die Bemerkung geknüpft: „Daß die Sinkstoffe tatsächlich in der beschriebenen Weise wandern, ist durch Beobachtungen von Lavale nachgewiesen worden." Diese Schlußfolgerung bezieht sich auf eine auf S. 735 im Wortlaut wiedergegebene Stelle in der Lavale-Rappschen Abhandlung. Oberregierungsbaurat a. D. Rapp legte aber in einem Schreiben an Engels dar, daß Lavale nie behauptet hätte, „daß das die Schwelle bildende Geschiebe das Flußbett während seiner Wanderung durchquert. Darüber, ob dieses Geschiebe in der Richtung der Schwelle oder quer zu dieser wandere, und wie die Schwelle überhaupt zustande komme, äußerte sich Lavale nicht."

Wie nun Engels im „Bauingenieur"[14]) mitteilt, erschien ihm „der Einspruch von solch beachtenswerter Seite doch so gewichtig", daß er sich veranlaßt sah, durch neue Versuche mit einem eine bewegliche Sohle aufweisenden Modellfluß diese Frage nachzuprüfen. Engels kommt zu folgendem Schluß:

> „Auch diese Versuche haben meine Auffassung bestätigt, daß in gekrümmten Flußstrecken die Geschiebe vom oberen konvexen Ufer zum nächstfolgenden gegenüberliegenden konvexen Ufer unter Durchquerung des Flußbettes überschlagen.

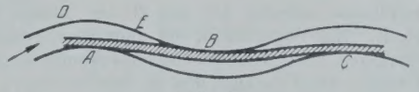


Abb. 6.

> Der bei A (Abb. 6) eingebrachte Sand wanderte von A nach B und von B nach C. Bei D eingebrachter Sand schlug sofort nach A hinüber, um dann nach B und C weiterzuwandern, während bei E eingebrachter Sand nach B und von hier nach C wanderte.
>
> Die vorstehend behandelte Frage muß daher solange als eine offene angesehen werden, solange nicht durch Beobachtungen im großen die bisherigen Ergebnisse der Modellversuche eine Bestätigung gefunden haben."

Die Tatsache, daß die Frage nach dem Wege, den das wandernde Geschiebe in S-förmig gekrümmten Flußläufen einschlägt, noch nicht geklärt ist, hat mich veranlaßt, die im folgenden mitgeteilten Modellversuche anzustellen.

Eine einwandfreie Nachprüfung dieser strittigen Frage ist nicht nur, wie Engels oben sagt, durch Beobachtungen im großen zu erreichen, sondern auch durch Versuche im kleinen, da es sich um eine Erscheinung handelt, die unter gleichen Bedingungen allenthalben, also auch in einem Modellversuch auftritt.

II. Beschreibung der Versuche.

A. Beschreibung des Laboratoriums, des Modellflußlaufes und der Meßvorrichtungen. Einen allgemeinen Überblick von der Anlage des Laboratoriums der Technischen Hochschule zu Braunschweig, in dem die nachstehend beschriebenen Versuche vorgenommen wurden, gibt Abb. 7. Im Vordergrunde erkennt man die Heberleitung H, die das für die Versuche benötigte Wasser aus dem von einem Wehre gestauten Okerfluß entnimmt und in den Vorraum des Versuchsgerinnes V leitet. Hier wird durch eine Regulierklappe R das für die Versuche nicht benötigte überschüssige Wasser in einem seitlichen Kanal K der Oker zugeführt, während das für die Versuche bestimmte Wasser, durch Wellendämpfer beruhigt, und durch ein Überfallwehr in seiner Menge geregelt, in das Versuchsgerinne gelangt, dieses durchströmt, und entweder durch eine Schützöffnung S unmittelbar der Oker zufließt, oder, falls eine Wasser-

[12]) F. v. Hochenburger, Über Geschiebebewegung und Eintiefung fließender Gewässer. Leipzig 1886. Verlag von Wilhelm Engelmann.

[13]) Das Flußbaulaboratorium der Königl. Technischen Hochschule in Dresden. Vom Geh. Hofrat Professor H. Engels in Dresden. Zeitschrift für Bauwesen 1900, S. 343.

[14]) Der Bauingenieur 1924, Heft 10, S. 293.

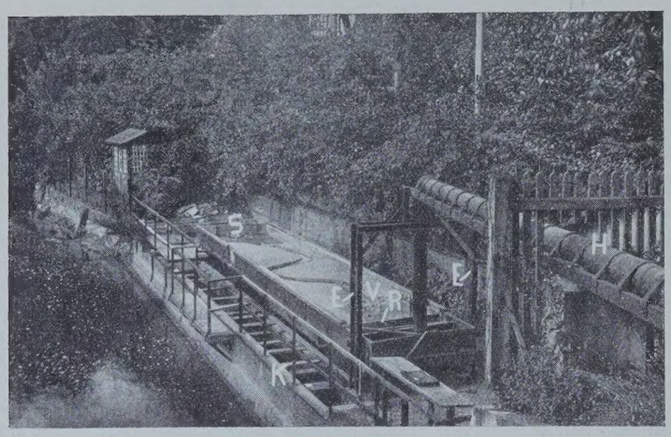


Abb. 7.

mengenmessung stattfinden soll, in einen Meßkasten geleitet wird, der für diesen Fall einzubauen ist.

Das Versuchsgerinne selbst hat eine Breite von 1,83 m und eine Länge von 10 m. Es ruht am Kopf auf zwei Schraubenspindeln und in einer Entfernung von 4,55 m auf einem Kipplager; mit Hilfe der Schraubenspindeln kann dem Gerinne ein beliebiges Gefälle gegeben werden, das an den seitlichen Eisenständern *E* (Abb. 7) mittels angebrachter Maßstäbe und Zeiger bestimmt wird.

Der Modellflußlauf, in dem die Versuche vorgenommen werden sollten, wurde in dem mit gelbem Sand gefüllten Gerinne des Laboratoriums so eingebaut, daß das Wasser aus einem vorderen Wasserbecken zuerst eine gerade Strecke durchströmen mußte, dann durch eine Krümmung mit anschließender kurzen Geraden in den S-förmig gewundenen Teil des Flußlaufes gelangte.

Nach Durchströmen dieser S-förmigen Flußkrümmung verläßt das Wasser den Modellfluß und gelangt in ein hinteres Wasserbecken, und von hier entweder in die Oker oder in den Wassermeßkasten.

Um die Ufer des Flußlaufes vor dem Angriff des fließenden Wassers zu schützen, wurden sie aus 20 cm hohen Schwarzblechstreifen hergestellt. Ein Vorversuch, bei dem die Ufer mit aneinandergereihten rechteckigen Betonsteinen von den Abmessungen 5×12 cm belegt worden waren, hatte gezeigt, daß an den Stoßfugen der einzelnen Steine Wellen auftraten, die die Beobachtungen störten.

Abb. 8.

Ein weiterer Nachteil der Uferbekleidung mit einzelnen Betonplatten war, daß das fließende Wasser durch die Fugen hinter die einzelnen Steine treten konnte und dort Auswaschungen bewirkte, deren Folge das Wegsacken der Steine und damit Zerstörung des Flußlaufes war.

Die Blechwandungen dagegen haben sich sehr gut bewährt, so daß bei Beendigung der Versuche das Flußprofil noch vollkommen unversehrt dastand.

Aus Herstellungsgründen wurden keine geneigten, sondern lotrechte Uferwände gewählt, was für die Versuche selbst ja ohne Bedeutung ist.

Bei Versuchen und Experimenten pflegt man im allgemeinen einfache Beziehungen zu schaffen. Solche werden hier durch Anwendung lotrechter Uferwandungen erreicht. — Schräge Ufer ergeben im übrigen sehr ähnliche Erscheinungsformen, nur daß bei diesen die Wassergeschwindigkeiten gegen das Ufer hin abnehmen und daher die Tiefstpunkte der Kolke nicht so nahe an das Ufer herantreten. Da es nicht darauf ankam, den Gegensatz der Einwirkung gerader und schräger Uferwandungen festzustellen, da ferner die ganze Versuchseinrichtung des Laboratoriums nur beschränkte Spiegelbreiten des Modellflußlaufes zuläßt, und bei Anordnung schräger Ufer die Sohle sehr schmal ausgefallen wäre, wurden, wie oben schon erwähnt, lotrechte Blechwandungen als Uferbefestigung gewählt.

Die lotrechten Blechwände wurden am Boden durch Umknicken des Bleches und an der oberen Kante durch kleine Anker befestigt, die seitlich vergraben wurden.

Um eine gute Beobachtung der Vorgänge auf der Flußsohle zu gewährleisten, wurde diese so hoch liegend wie möglich angeordnet. Die größte Wassertiefe konnte 5 cm betragen; das MW wurde auf 3 cm festgelegt. Die Flußbettbreite betrug 25 cm.

Einen Blick in den eingebauten Modellfluß gewährt Abb. 8, und zwar aufgenommen vor Beginn der Versuche.

Da der im Versuchskasten lagernde gelbe Sand für die anzustellenden Versuche zu grobkörnig war, wurde ein feiner, weißer Sand als Flußsohle in einer Stärke von 5 cm eingebaut. Auf Abb. 8 ist die weiße Sandsohle noch nicht eingebracht. Die Korngröße des Sandes betrug 0,1 bis 0,3 mm. Sandbewegung setzte bei einer Wassergeschwindigkeit von 31 cm/Sek. an der Oberfläche ein.

Wie weiter unten ausgeführt ist, dient diese weiße Sandsohle nur zur Herbeiführung eines durch die Strömung hervorgerufenen Flußprofiles mit Kolken an den konkaven und Sandbänken an den konvexen Uferseiten. Für die Beobachtung der eigentlichen Geschiebebewegung wurde durch besonders angestellte Vorversuche ein Material ausgesucht, das folgenden Bedingungen entsprechen sollte:

Das Material soll:

a) bei geringen Wassergeschwindigkeiten wandern;
b) gute Ablagerungen hervorrufen;
c) durch seine Farbe den Wanderungsweg deutlich und einwandfrei erkennen lassen.

Bei der Prüfung der verschiedenen Materialien auf ihre Brauchbarkeit gemäß der obigen Bedingungen zeigte es sich, daß im trockenen Zustande zerriebenes und vor dem Einbringen eingeweichtes Laub schon bei den geringsten Geschwindigkeiten von der Strömung mitgenommen wurde. Ein Nachteil dieses Materials war, daß Ablagerungen, durch die leichte Beweglichkeit bedingt, nicht stattfanden.

Rotes Ziegelmehl war zu schwer; schwebende Bestandteile wurden fortgeführt, ohne daß Ablagerung stattfand, auf der Sohle liegende Teile dieses Materials bewegten sich auch bei größeren Geschwindigkeiten nicht.

Braunkohlenasche wanderte bei stärkerer Strömung, blieb hinter Unebenheiten liegen.

Braunkohlengrus zeigte sich als bestgeeignetes Material; gute Ablagerung und Wanderung trat bei mittleren Geschwindigkeiten ein, so daß dieses Material für die späteren Versuche zur Anwendung gelangte. Ein weiterer Vorteil war, daß die schwarze Färbung dieses Treibmaterials sich deutlich von der weißen Flußsohle abhob und daher genaue Beobachtung des Wanderns zuließ; durch diesen Farbenkontrast konnten auch Lichtbilder hergestellt werden, die die Ablagerungen klar zeigten.

Über die Meßvorrichtungen ist folgendes zu sagen: Zur Aufmessung der Höhenlinien des Flußlaufes wurden an den Seitenwänden des Versuchskastens zwei Leisten befestigt, und zwar so, daß sie in einer wagerechten Ebene, die der Flußsohle im Urzustande parallel war, lagen. Um dieses zu erreichen, wurden die Oberkanten der beiden Leisten vorerst durch ein Umlegeverfahren auf ihre Liniengeradheit geprüft. Beim Anschrauben der Leisten an die Wandungen des Versuchsgerinnes geschah das Wagerechtrichten mittels Wasserwage. Über die beiden Leisten wurde sodann ein Querscheit gelegt, das sich in Längsrichtung des Versuchsgerinnes bewegen ließ; und von diesem herab wurden die Tiefenpunkte an den einzelnen Querprofilen des Flußlaufes mittels einer durch Gegengewicht ausgeglichenen Nadel an einem Maßstab abgelesen.

Die Strömungsrichtungen wurden mit Hilfe von Seidenfäden bestimmt, die an einer Nadel befestigt waren, und zwar diente ein blauer Faden zur Ermittlung der unteren Strömung, während ein roter Faden, der mit einem Stückchen Kork an seiner Spitze versehen war, um ein Niedersinken des nassen Fadens zu vermeiden, die Richtung der Oberströmung anzeigte.

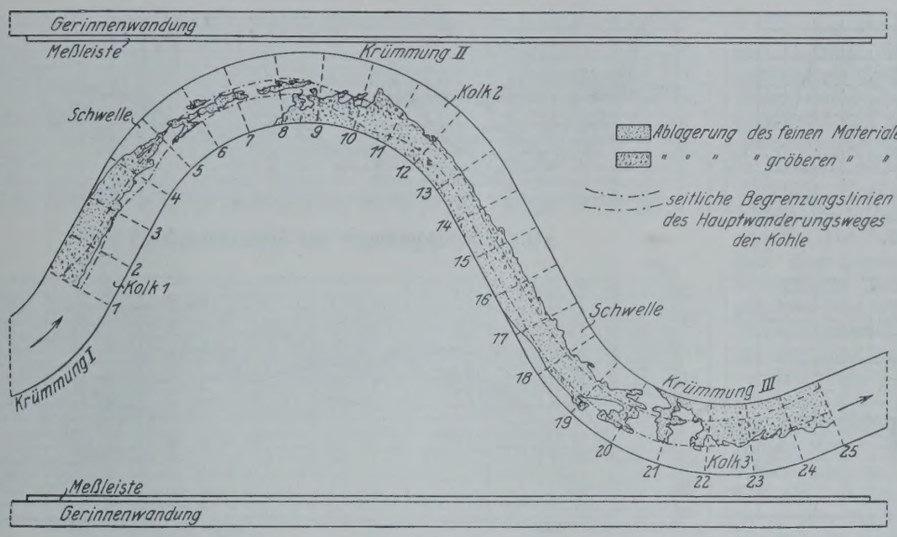
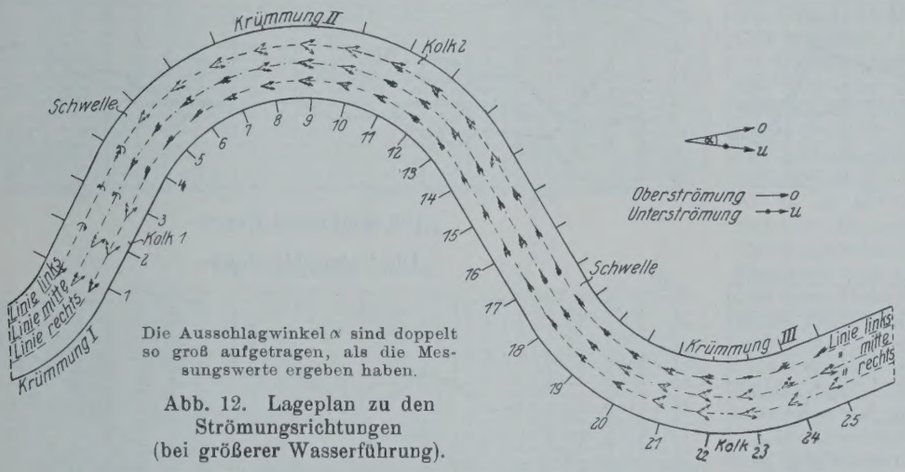


Abb. 10. Kohleablagerungsplan und Darstellung des Hauptwanderungsweges der Kohle (bei größerer Wasserführung).



Die Ausschlagwinkel α sind doppelt so groß aufgetragen, als die Messungswerte ergeben haben.

Abb. 12. Lageplan zu den Strömungsrichtungen (bei größerer Wasserführung).

Abb. 9.

Abb. 11.

Abb. 13.

Da die Fäden, die naturgemäß eine gewisse, wiewohl nur sehr geringe Steifigkeit haben, durch ihre Befestigung an der Nadel ein Einspannmoment besaßen, mußte dieses bei der Stromrichtungsmessung derart berücksichtigt werden, daß die Fäden von ihrem Befestigungspunkt an der Nadel aus bis zur Spitze hin eine gerade Linie bildeten, was sich durch Drehen der Nadel erreichen ließ.

Die Größe des Ausschlages der Fäden wurde mittels einer Schablone festgestellt, die eine Maßeinteilung trug und eine Länge von 28 cm hatte, so daß sie über das Flußprofil gelegt werden konnte.

Die Wassergeschwindigkeit im Wasserspiegel wurde mittels Oberflächenschwimmer festgestellt.

Zur Bestimmung des Gefälles dienten zwei Vorrichtungen. Wie oben schon erwähnt, konnte ein bestimmtes Sohlengefälle mittels Kippens des Versuchskastens, und zwar durch Heben oder Senken des Kastenvorderendes, erreicht werden. Ferner wurde das Spiegelgefälle mit einem Wasserstände-Meßapparat kontrolliert. Dieser zeigt bei Verwendung von Kampferöl 11mal vergrößert den Höhenunterschied der Wasserspiegel an zwei voneinander entfernten Orten im Flußlauf an. Die Einrichtung einer solchen Meßeinrichtung ist schon bekannt.[15])

B. Beschreibung der Versuche. Bildet ein Flußlauf S-förmige Windungen, dann entstehen an den einbiegenden Ufern bekanntlich auf der Sohle Kolke, während sich an den gegenüberliegenden, ausbiegenden Ufern Sandbänke ablagern.

Um nun die Geschiebebewegung in einem S-förmig gewundenen Modellflußlauf zu beobachten, ist es zweckmäßig, zu Beginn der Versuche ein oben beschriebenes Flußbett durch die Wasserströmung sich bilden zu lassen, um Übereinstimmung mit der Natur zu bekommen.

Die Wassergeschwindigkeit wird so bemessen, daß eine lebhafte Sandbewegung stattfindet, so daß nach mehrstündigem Durchfluß in den Krümmungen an den konkaven Ufern Kolke und an den konvexen Ufern Sandbänke entstanden sind. Abb. 9 zeigt ein Querprofil in einer Krümmung des Modellflußlaufes. Die in den Sand gesteckte schwarze Pappe läßt das Profil erkennen.

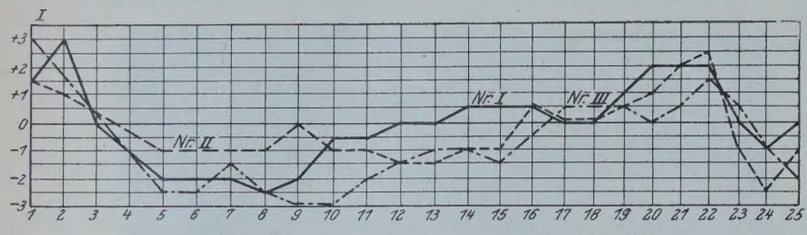
Nunmehr wird der vorher mit Wasser zu einem dicken Brei verrührte Braunkohlengrus vorsichtig und gleichmäßig verteilt in den Flußlauf eingebracht. Die Staubbestandteile des Kohlenbreies werden sofort von der Strömung des Wassers als schwarze Wolke mit fortgenommen, und zwar durchströmt diese die Krümmung I (Abb. 10) hart am rechten Ufer anliegend; sodann verläßt sie dieses Ufer zwischen Profil 4 und 5, um schräg nach dem linken Ufer zu fließen. Von Profil 7 bis 16 bleibt sie am linken Ufer, durchquert dann den Flußlauf, um bei Profil 20 das rechte Ufer wieder zu erreichen. Man erkennt in diesem Wege den der Oberströmung.

Das Geschiebe selbst bewegt sich ruckweise stromabwärts. Die leichteren Kohlenbestandteile werden anfangs etwas vorgeschoben, um sich dann rollend weiterzubewegen, bis ein Hindernis sie für einige Zeit festhält; die größeren Geschiebestücke dagegen haben fast nur eine gleitende Bewegung, die auch stoßweise vor sich geht.

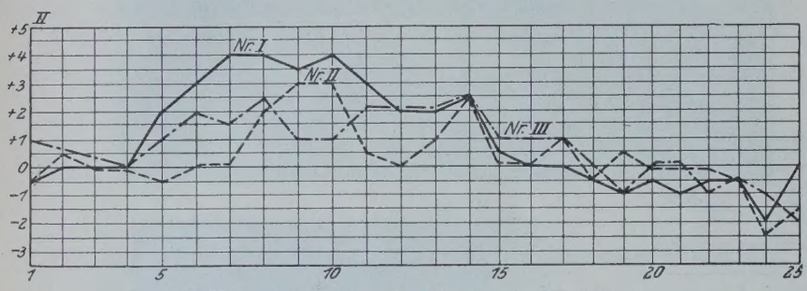
Verfolgt man nun den Weg, den das Geschiebe nimmt, so zeigt sich, daß bei Beginn der ersten Krümmung das Geschiebematerial vom hohlen rechten Ufer zum ausbiegenden linken hinüber wandert (Abb. 10). Hier treten im Schutze des vorspringenden Ufers starke Ablagerungen ein; es entsteht eine Geschiebebank, die nach der Uferseite zu ansteigt, und da die Unterströmungsrichtungen nach dem linken Ufer hin gerichtet sind, rollt das Geschiebe die schiefe Ebene der Bank empor, um zum Teil über ihren höchsten Rand herunterzufallen und dort liegenzubleiben; dabei gewinnt die Bank nach Art der in Abb. 11 punktiert angedeuteten Ablagerungen stromab an Ausdehnung.

Verfolgt man die Geschiebewanderungen weiterhin, so erkennt man aus den gemessenen Strömungsrichtungen, daß bei Profil 4 (Abb. 12) die Unterströmung in Linie „Links“ nun parallel zum linken Ufer gerichtet ist, daß also das Geschiebe am Rande der Kohlebank parallel zum Ufer fortbewegt wird. Bei Profil 5 macht sich die Wirkung der Krümmung II des Flußlaufes durch Ablenkung der Unterströmung nach der Flußseite hin bemerkbar, während auf der rechten Uferseite noch die Krümmung I auf die Unterströmung sich durch deren Ablenkung auswirkt. Das Treibmaterial wird also von beiden Ufern fort nach der Flußseite zu gedrängt und bleibt dort zum Teil liegen (Abb. 10).

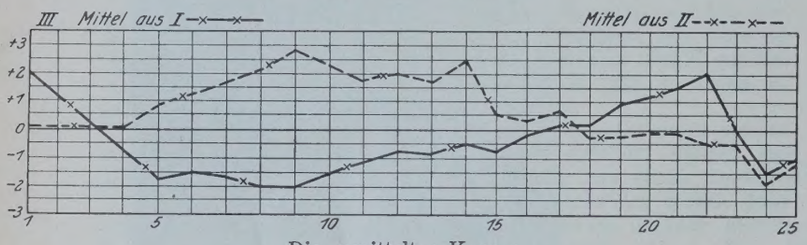
[15]) Bei wasserbautechnischen Versuchen nach Anleitung von Möller für seine Dr.-Ing.-Arbeit zuerst von Hartmann 1902 benutzt; siehe Beitrag zur Wirbelbewegung, Dr.-Ing.-Dissertation von R. Hartmann, Braunschweig.



Die Oberströmungen der Messungen Nr. 1 bis 3.

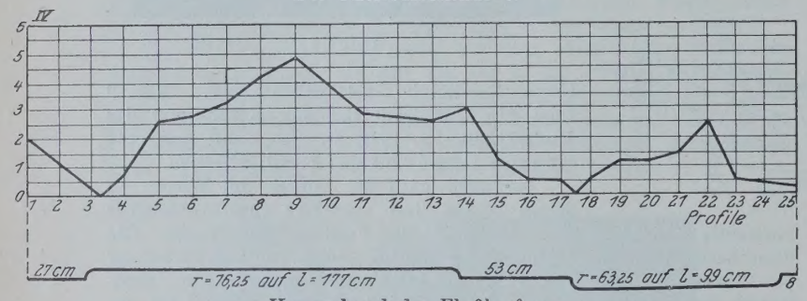


Die Unterströmungen der Messungen Nr. 1 bis 3.



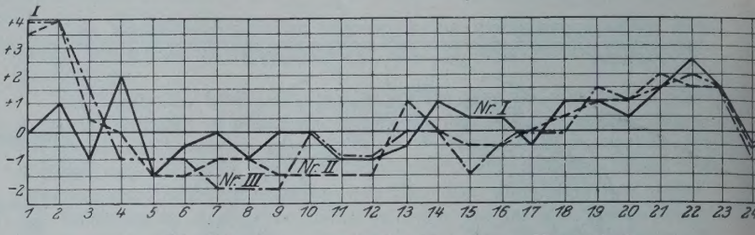
Die gemittelten Kurven.

Die Unterschiedskurve.

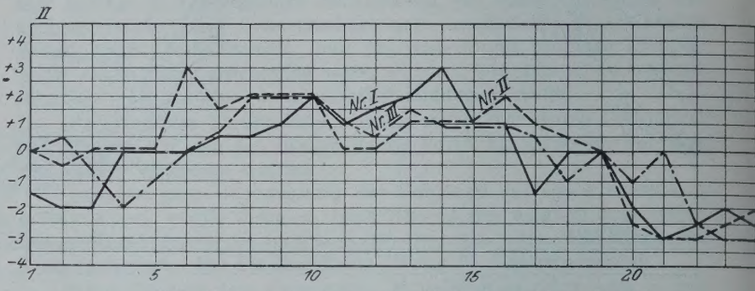


Kurvenband des Flußlaufes.

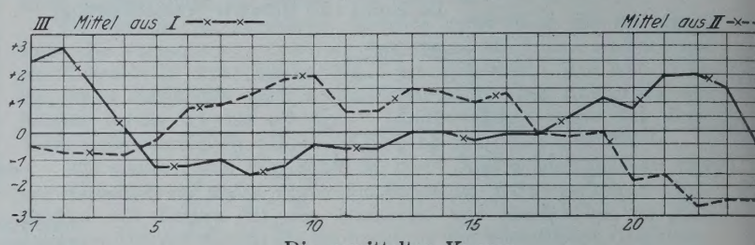
Abb. 14. Die Strömungsrichtungen in Linie „Links“ (bei größerer Wasserführung).



Die Oberströmungen der Messungen Nr. 1 bis 3.

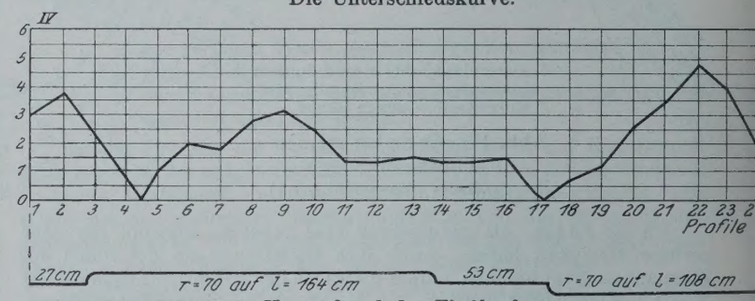


Die Unterströmungen der Messungen Nr. 1 bis 3.



Die gemittelten Kurven.

Die Unterschiedskurve.



Kurvenband des Flußlaufes.

Abb. 15. Die Strömungsrichtungen in Linie „Mitte“ (bei größerer Wasserführung).

Erst weiter flußabwärts, bei Profil 8, ist die Wirkung der Krümmung II auf die Strömungsrichtung so stark geworden, daß sich jetzt das Geschiebe an das rechte Ufer anlehnt.

Der Hauptwanderungsweg des Geschiebes bleibt von nun an am einbiegenden Ufer, und zwar auf der der Flußmitte zugekehrten Seite der Geschiebebank, bis von Profil 16,3 ab (Abb. 10) die Krümmung III durch Ablenkung der Unterströmung in Wirkung tritt. Das findet zunächst nur unmittelbar am Ufer statt, hingegen im Abstande von $\frac{b}{4}$ vom Ufer in Linie „Rechts“ erst in Station 17,8 (Abb. 11).

Das während der Versuche aufgenommene Lichtbild (Abb. 13) zeigt die S-förmige Flußlaufschleife flußaufwärts gesehen. Die Ablagerungen ziehen sich am rechten Ufer entlang, während links die weiße Flußsohle zu erkennen ist.

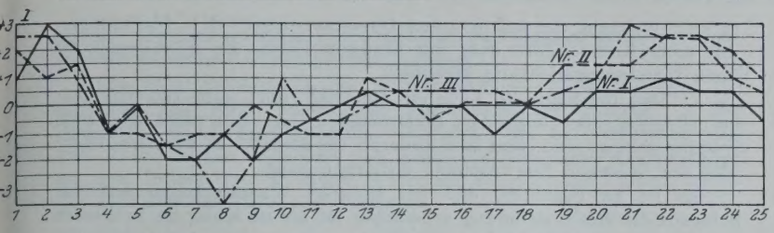
Der unregelmäßige Rand der Geschiebebank ist verursacht durch kleine Sandwellen, hinter die sich das Kohlengeschiebe ablagerte.

Nachdem sich im ganzen Flußlauf gute Ablagerungen gebildet hatten, wurden mit dem oben beschriebenen Strömungsrichtungsmesser in jedem Querprofil an drei Punkten die Ober- und Unterströmungsrichtungen gemessen, und zwar wurden die drei Punkte bezeichnet mit: Linie „Links“, Linie „Mitte“ und Linie „Rechts“ (Abb. 11).

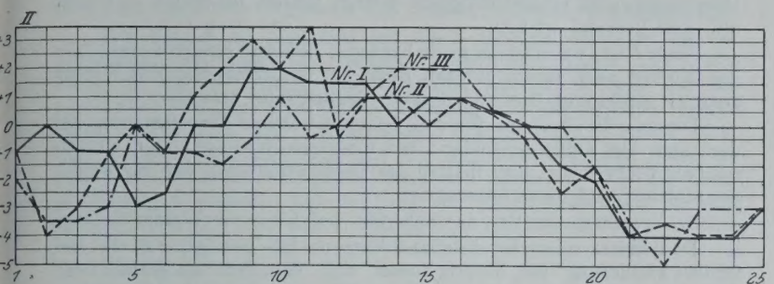
Da es sich zeigte, daß in den einzelnen Punkten die Richtungen der Strömung während der Messung stark wechselten, wurden die Beobachtungen in jedem Punkte längere Zeit vorgenommen, und aus den beobachteten Ausschlägen das Mittel als Strömungsrichtung in dem betreffenden Punkte bezeichnet.

Mit diesem Verfahren wurden die Strömungsrichtungen dreimal gemessen und die Werte in Tabellen zusammengestellt. Einige Zahlenwerte zeigt folgende Tabelle:

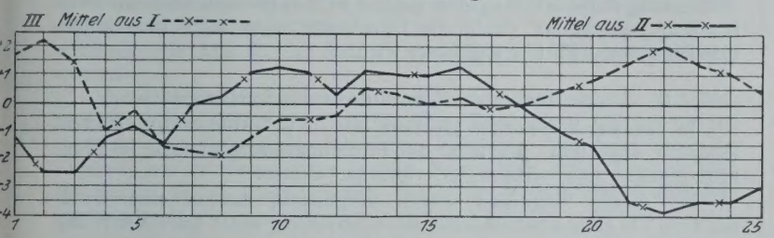
Profil Nr.	Oberströmung Messung Nr. I	II	III	IV	Mittel aus Spalten 2 bis 5	Unterströmung Messung Nr. I	II	III	IV	Mittel aus Spalten 7 bis 10	Unterschied a. Sp. 6 u. 11
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I. Strömungsrichtungen in Linie „Links“											
5	− 2	− 1	− 2,5	− 1,5	− 1,75	+ 2	− 0,5	+ 1	+ 1	+ 0,9	2,65
9	− 2	0	− 3	− 3	− 2	+ 3,5	+ 3	+ 1	+ 3	+ 2,83	4,83
16	+ 0.5	+ 0,5	− 0,5		− 0,17	0	0	+ 1		+ 0,33	0,5
22	+ 2	+ 2,5	+ 1,5		+ 2	− 0,5	0	− 1		− 0,5	2,5
II. Strömungsrichtungen in Linie „Mitte“											
5	− 1,5	− 1,5	− 1		− 1,33	0	0	− 1		− 0,33	1
9	0	− 1,5	− 2	− 1,5	− 1,25	+ 1	+ 2	+ 2	+ 1,5	+ 1,8	3,05
16	+ 0,5	− 0,5	− 0,5		− 0,17	+ 1	+ 2	+ 1		+ 1,33	1,5
22	+ 2,5	+ 1,5	+ 2		+ 2	− 2,5	− 3	− 2,5		− 2,67	4,67
III. Strömungsrichtungen in Linie „Rechts“											
5	0	− 1	0	0	− 0,25	− 3	0	0	+ 0,5	− 0,9	0,65
9	− 2	0	− 2	− 1	− 1,25	+ 2	+ 3	− 0,5	0	+ 1,1	2,35
16	0	0	+ 0,5		+ 0,17	+ 1	+ 1	+ 2		+ 1,33	1,16
22	+ 1	+ 2,5	+ 2,5	+ 2,5	+ 2,1	− 4	− 3,5	− 5	− 2	− 3,8	5,9



Die Oberströmungen der Messungen Nr. 1 bis 3.

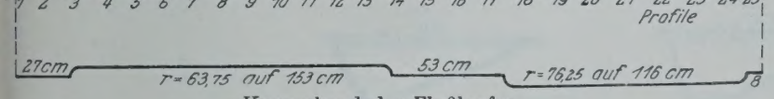


Die Unterströmungen der Messungen Nr. 1 bis 3.



Die gemittelten Kurven.

Die Unterschiedskurve.



Kurvenband des Flußlaufes.

Abb. 16. Die Strömungsrichtungen in Linie „Rechts“ (bei größerer Wasserführung).

Zu den Tabellen ist folgendes zu bemerken: Der Ausschlag der Strömungsrichtung nach dem rechten Ufer ist als positiver, der nach dem linken Ufer als negativer Wert eingetragen. Der Ausschlag von der Größe Null bedeutet, daß die Strömungsrichtung parallel zur Flußachse in dem betreffenden Punkte war.

In den Spalten 2 bis 4 und 7 bis 9 sind die drei Messungen eingetragen, die in jedem einzelnen Profil vorgenommen worden sind, und zwar gelten die Spalten 2 bis 4 für die Oberströmung und die Spalten 7 bis 9 für die Unterströmung. Spalten 5 und 10 nehmen die zum Schluß der Versuche angestellten Kontrollmessungen auf, die bei der Mittelbildung mit verwendet wurden. Die Spalten 6 und 11 geben die aus den 3 bezw. 4 Messungen gezogenen Mittelwerte an. Der Unterschied aus Spalten 6 und 11 ist in Spalte 12 eingetragen.

Um ein klares Bild von dem Verlauf der Strömungsrichtungen vor Augen zu haben, sind die Werte der Tabellen zeichnerisch aufgetragen, und zwar so, daß die Abszissenachse von der durch die 25 Querprofile unterteilten Flußlaufstrecke gebildet wird, während als Ordinaten die Ausschläge der Strömungsrichtungen gegenüber der Flußachse aufgetragen worden sind (Abb. 14, 15 u. 16).

Auf diesen Abbildungen sind in den Darstellungen I die Oberströmungen (Tabellenwerte der Spalten 2 bis 4), in den Darstellungen II die Unterströmungen (Tabellenwerte der Spalten 7 bis 9) eingetragen.

Man erkennt sofort, daß trotz der bei den einzelnen Messungsgruppen gemittelten Werte die Unterschiede der Richtungen in jedem Profilpunkte verhältnismäßig groß sind.

In den Darstellungen III sind die Tabellenwerte der Spalten 6 und 11, also die aus den 3 bezw. 4 Messungen gemittelten Werte zeichnerisch aufgetragen und als „gemittelte Kurven“ bezeichnet. Bildet man nun den Unterschied der Ordinaten dieser beiden Kurven und trägt ihn von einer Geraden aus auf, dann entsteht die „Unterschiedskurve“, die in den Darstellungen IV aufgezeichnet ist.

Diese Unterschiedskurve zeigt in Verbindung mit dem darunterstehenden Kurvenbande des Flußlaufes anschaulich, daß die größten Ausschläge in den Flußkrümmungen liegen, und zwar bei den Profilen 9 und 22. Die Unterströmungen werden an diesen Stellen am schärfsten nach dem gegenüberliegenden Ufer hin abgelenkt, während die Oberströmungen hart an das einbiegende Ufer anfallen und hier abwärts gekehrte Wasserbewegung veranlassen. Die am schnellsten bewegten Wassermassen treffen so Ufer und Sohle und begünstigen dort Uferabbruch und Auskolkung.

Die Punkte gleicher Strömungsrichtungen dagegen, d. h. die Punkte, an denen die Unterschiedskurve die Nullachse berührt, liegen auf den Schwellen des Flußlaufes. An diesen Stellen des Flußüberganges also treten keine Querströmungen auf. Da nun die Strömungen in diesen Punkten fast parallel zur Flußachse gerichtet sind und folglich das Geschiebe in derselben Richtung wandert, da ferner aber die Schwellen quer zur Flußachse liegen, kann also keinerlei wanderndes Geschiebe in Richtung dieser Schwellen von dem einen Ufer zum gegenüberliegenden Ufer gelangen. Es kann auch keinerlei Geschiebe vor den Schwellen zum gegenüberliegenden Ufer hinüber wandern, da die Unterströmungsrichtungen nach dem einbiegenden Ufer hinweisen.

Das Überschlagen des Geschiebes findet vielmehr erst unterhalb der Schwellen statt; im vorliegenden Falle beginnt das Hinüberwandern am rechten Uferrande unterhalb Profil 16, in Linie „Rechts“ hinter Profil 18 (Abb. 10), was letzteres auch aus dem Lageplan zu den Strömungsrichtungen (Abb. 12) durch die Pfeilrichtungen für die Unterströmung zu ersehen ist.

Es sei an dieser Stelle auf einen Aufsatz von Dr.-Ing. Eduard Faber[16]), Ministerialrat a. D., München, hingewiesen, in dem u. a. von Strömungsrichtungsmessungen berichtet wird, die der Verfasser am Oberrhein und am Inn vorgenommen hat. In Übereinstimmung mit dem oben Gesagten führt Faber aus, „daß die Strömung in den einzelnen Profilstellen nach Richtung und Stärke bedeutenden Schwankungen unterworfen ist“. Ferner wird festgestellt, daß außerhalb der Flußübergänge (stromauf und stromab) starke Querströmungen vorhanden sind, daß aber am Flußübergang selbst keine den Talweg überquerenden Strömungen bestanden haben.

Vor Abschluß dieses Versuches wurde noch der Hauptwanderungsweg aufgemessen, den das Kohlengrusgeschiebe bei seiner Bewegung flußabwärts einschlug. Zeichnerisch ist dieser auf Abb. 10 festgehalten; er ist durch das Band gegeben, dessen Ränder durch die gestrichelt eingetragene Linie angedeutet sind.

Verhältnisse bei Niedrigwasser. Die Wassertiefe wird soweit herabgemindert, daß die Spitzen der Geschiebebänke über den Wasserspiegel zu liegen kommen. Es tritt jetzt das „Schütten“ des Niedrigwassers ein, d. h. die durch höhere Wasserstände entstandenen Kolke werden, von ihrem oberen Teil beginnend, zugeschüttet bei gleichzeitiger Auswaschung der Flußübergänge.

Durch Feststellung der Strömungsrichtungen ergab sich, daß der Weg des Geschiebes in einem S-förmig gekrümmten Flußlauf bei NW sich von dem bei MW dadurch unterscheidet, daß das Treibmaterial von der Strömung in den Kolk am ausbiegenden Ufer geführt wird, und erst innerhalb desselben erfährt es eine Ablenkung nach dem gegenüberliegenden Ufer hinüber; diese Ablenkung ist auch schwächer als die bei MW.

III. Schlußbetrachtungen.

A. Ergebnisse meiner Versuche.

a) Bildung der Kolke und Sandbänke.

Die Ergebnisse der vorstehend beschriebenen Versuche sind folgende:

1. Die von Möller 1883 zuerst aufgestellte Theorie über die Bildung von Kolken und Sandbänken in einer Flußkrümmung, sowie die darauf bezüglichen Modellversuche von Möller (1886 beginnend) und von Engels (1890 beginnend) finden bei den hier beschriebenen Versuchen nochmals eine Bestätigung.

2. Mit Hilfe der Seidenfäden, die zur Messung der Strömungsrichtungen dienten, konnte die am konkaven Ufer auftretende, abwärtsgekehrte Richtung des Wasserstromes sichtbar nachgewiesen werden, indem dieser den Seidenfaden nach abwärts drückte.

b) Vorgänge am Ort der Schwelle.

[16]) Dr.-Ing. chr. E. Faber: Das Verhalten der beweglichen Sohle in geschiebeführenden Flüssen bei steigendem und bei fallendem Wasser, in der „Bautechnik“ 1923, Heft 15, S. 147 u. f.

α) Bei größerer Wasserführung:

1. Die Behauptung von Engels, daß das wandernde Geschiebe in einer S-förmig gewundenen Flußstrecke den kürzesten Weg verfolge, ist nicht zutreffend. Das Geschiebe verbleibt vielmehr bei seiner Wanderung flußabwärts am ausbiegenden Ufer, und zwar bis unterhalb der Schwelle; bei Eintritt in die dann folgende, der oberen entgegengesetzte Krümmung beginnt deren charakteristische Wirkung, zunächst darin bestehend, daß ein schmaler Streifen am konkaven Ufer freigespült wird und die wandernden Geschiebeteilchen in Richtung nach der Flußmitte gelenkt werden. Diese wird bei den vorliegenden Versuchen zwischen Profil 19 und 20 erreicht; von dort wandert das Geschiebe in der Folge nach dem konvexen Ufer hinüber.

2. In jedem einzelnen Punkte des Flußlaufes schwankt die Strömung in kurzen Zeitintervallen ihrer Richtung nach um eine Mittellage hin und her. An den Flußübergängen sind die Schwankungen geringer als an anderen Stellen im Flußlauf.

3. An den Flußübergängen sind Ober- und Unterströmungen gleichgerichtet, und zwar fast normal zur Längenerstreckung der Schwelle; es treten hier keine Querströmungen auf.

4. Außerhalb der Flußübergänge sind starke Querströmungen vorhanden; die größten Unterschiede in der Richtung von Ober- und Unterströmung in einem Punkte des Flußlaufes liegen in den Kolken am konkaven Ufer.

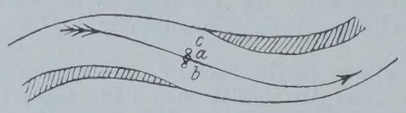


Abb. 17.

5. Im „Bauingenieur" 1924, Heft 10, S. 294, äußert sich Rapp folgendermaßen: „Es dürfte kaum fehlgegriffen sein, wenn man annimmt, daß, da der Talweg bei *a* die Schwelle kreuzt (Abb. 17), auch dort eine größere Geschwindigkeit herrscht als bei den unmittelbar benachbarten Stellen *b* und *c*. Ist dem aber so, dann würde ein bei *b* im Wasser mit geringer Geschwindigkeit treibendes Geschiebestück durch den größeren Stoß des Wassers links von ihm in eine Art drehende Bewegung — hier im Sinne des Zeigers einer Uhr — versetzt und zugleich nach rechts gestoßen und somit an der Durchquerung der Wasserfäden mit größerer Geschwindigkeit bei *a* verhindert werden. In dieser Anschauung wurde ich auch durch die Besichtigung der Lagerung der Geschiebestücke auf den Kiesbänken noch stets bestärkt."

Hierzu ist zu bemerken, daß ein Hinüberwandern des Geschiebes von einem Ufer zum gegenüberliegenden unmittelbar auf der Schwelle tatsächlich nicht stattfindet, da, wie schon erwähnt wurde, hier die Strömungen parallel zur Strommittellinie zur Schwelle gerichtet sind.

Wenn Rapp nun weiter von der Lagerung der Geschiebestücke auf den Kiesbänken spricht, so können mit jenen nur die in Abb. 17 schraffiert angedeuteten gemeint sein. Nun ist es durchaus richtig, wenn aus der Lagerung der Geschiebestücke auf diesen Kiesbänken geschlossen wird, daß das Geschiebe bei seiner Wanderung eine Richtung innehatte, die schräg von der Flußmitte nach dem Ufer hin zeigte. Aber es sind die Ursachen hierfür nicht die Geschwindigkeitsunterschiede der Wasserfäden im strömenden Wasser, sondern es sind vielmehr die auftretenden Querströmungen, d. h. Strömungen mit einer Komponente quer zur Flußmittellinie, die dem Geschiebe diese Wanderungsrichtung verleihen.

6. Das die Schwelle bildende Material rührt zum Teil von den ursprünglich dort liegenden Bodenmassen her, die nicht zur Ausspülung gelangt sind, und zum anderen Teil stammt es aus dem oberhalb der Schwelle Auswaschung erlittenen Kolk.

Es ist zu beachten, daß bei höheren Wasserständen auf der Schwelle die Sohlenströmung schwächer ist als im Kolk, da in diesem das Wasser abwärts sinkt und Wassermassen, die zuvor nahe der Oberfläche große Geschwindigkeit erlangt hatten, die Sohle erreichen und hier kolkend wirken.

Nach Fargne[17]) ist ja auch bekannt, daß die Geschwindigkeit in den Kolken nach ihrem unteren Ende hin abnimmt, und das Wasser also mit geringerer Geschwindigkeit die Schwelle erreicht.

Dieses gilt aber nur für den Zustand höherer Wasserstände, bei dem sich die Kolke ausbilden; bei niedrigen Wasserständen ändern sich die Verhältnisse, weil hierbei das Gefälle sich über den Schwellen konzentriert und diese auswaschen.

β) Vorgänge am Ort der Schwelle bei kleinerer Wasserführung.

Der weiter oben beschriebene Versuch hat gezeigt, wie die Geschiebewanderung bei Niedrigwasser sich von der bei Mittel- oder Hochwasser dadurch unterscheidet, daß das Geschiebe bei seiner Wanderung flußabwärts in die Kolke selbst geführt wird, und erst innerhalb der Kolke durch die Unterströmungen nach dem gegenüberliegenden Ufer hin abgelenkt wird.

B. Ergebnisse der Münchener Modellversuche.

In neuester Zeit hat die „Mittlere Isar A.-G.", München,[18]) Modellversuche angestellt, die u. a. die Strömungserscheinungen in Flußkrümmungen und -windungen erforschen sollten.

Bei diesen Versuchen wurde festgestellt, daß in einer Flußwindung die geschiebebeladende Bodenströmung unter der Einwirkung des hier herrschenden seitlichen Spiegelgefälles stärker abgelenkt wird als die schneller fließenden Oberwasserschichten. Infolgedessen wandert das Geschiebe nach dem konvexen Ufer der Flußkrümmung hinüber, hier Ablagerungen oder Kiesbänke bildend.

Diese Erscheinung ist in völliger Übereinstimmung mit meinen vorbeschriebenen Versuchen; auch bei diesen wanderte das Geschiebe bei Eintritt in die Flußwindung sofort vom konkaven Ufer fort zum gegenüberliegenden konvexen Ufer hinüber; die Ausschläge der gemessenen Strömungen zeigten die gleiche Richtung an, wie Abb. 11 in den Krümmungen erkennen läßt.

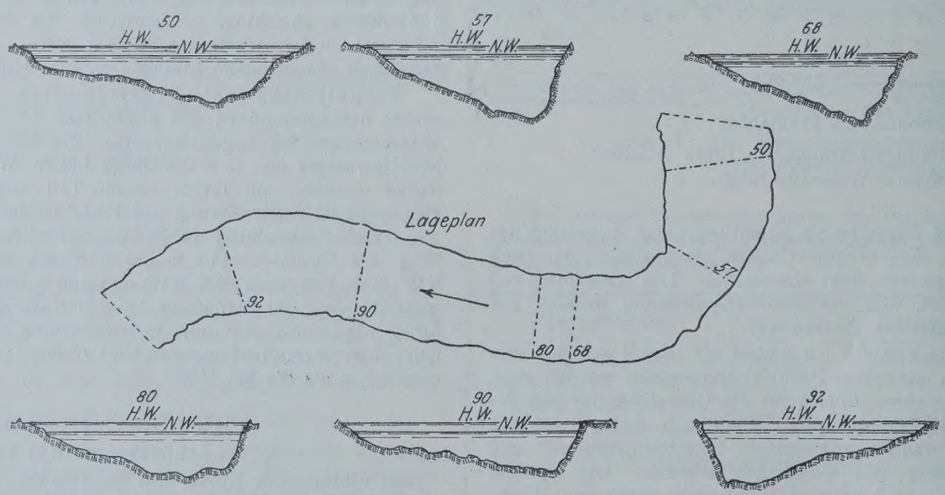


Abb. 18. Der Mississippi bei Carrollton (aufgenommen von Humphreys und Abbot 1851).

Die Modellversuche der Mittleren Isar A.-G. betr. der Flußverzweigungen haben gezeigt, daß sich auch in diesen ein seitliches Spiegelgefälle einstellt, da strömendes Wasser nur dann in eine von seiner ursprünglichen Bahnrichtung abweichende Abzweigung eintreten kann, wenn in der Richtung auf diesen Abzweig ein seitliches Druckgefälle entsteht. Unter Wirkung dieses Druckgefälles wird wiederum (wie oben in der Flußkrümmung auch) die langsamer fließende Unterströmung und mit ihr das dort wandernde Geschiebe

[17]) Fargne, Ann. d. ponts et chaussées 1868.

[18]) Modellversuche über die zweckmäßigste Gestaltung einzelner Bauwerke. Veröffentlichungen der Mittleren Isar A.-G. München. Charlottenburg 5, 1923. Rom-Verlag.

stärker abgelenkt als die Oberströmung, und gelangt so in den vom geraden Stromlauf abzweigenden Flußarm.

Die Sichtbarmachung der Stromrichtungen in diesen von der Mittleren Isar A.-G. angestellten Modellversuchen geschah an der Oberfläche durch schwimmende Wollfäden; die Unterströmung ließ sich durch kleine Körnchen von Kaliumpermanganat wahrnehmbar machen, indem die von diesen Körnchen ausgehenden Farbschwänze die Richtung der Strömung anzeigten.

C. Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Erscheinungen in der Natur (Beispiel: der Mississippi).

Zum Schluß sei nochmals auf die S-förmige Windung, die der Mississippi bei Carrollton macht, hingewiesen (Abb. 18). Wie schon in der Einleitung gesagt wurde, handelt es sich um die normale Wirkung einer Flußkrümmung auf die örtliche Gestalt eines Querprofiles. Der am konkaven Ufer anliegende Strom wirkt dort kolkend, während sich auf der gegenüberliegenden Seite die nach dem Ufer zu ansteigende Sandbank hinzieht. Wie die Querprofile zeigen, erstreckt sich der Kolk der oberen Krümmung bis zum Querprofil Nr. 90 hin; erst unterhalb von diesem, also kurz vor Eintritt in die nächste Krümmung, hat sich die Schwelle ausgebildet, die die Sandbänke verbindet.

Vergleicht man diese Flußprofilausbildung mit den bei den oben beschriebenen Modellversuchen erlangten, dann erkennt man, daß der beim Versuch gefundene Tiefenplan der S-förmigen Flußwindung mit dem in der Natur entstandenen vollkommen übereinstimmt.

Diese Tatsache mag das vorn Gesagte rechtfertigen, daß dieselben Erscheinungen, die in der Natur in einer S-förmigen Flußkrümmung statthaben, auch in einem Modellfluß auftreten. Man kann diese Erscheinungen an diesem aber leichter beobachten und studieren, was, am Strom selbst vorgenommen, meist mit großen Schwierigkeiten verknüpft ist.

D. Vergleich der Versuchsergebnisse mit den an den städtischen Kanälen angestellten Beobachtungen.

Auch für den städtischen Tiefbauer ist das Studium der behandelten Erscheinungen von Belang. Insbesondere gilt es, die Lage des Wanderungsweges des durch Gewitterregen, Straßenreinigungsarbeiten und Schneebeseitigung in das Kanalnetz gelangten Sandes zu kennen. Wie Stadtbaurat E. Stecher[19]) in einer Veröffentlichung darlegt, werden die Kanalwände in der Hauptsache durch die Schleifwirkung des vom Abwasser mitgeführten Sandes abgenutzt. Dieses Abschleifen der Kanalwandungen durch den Sand ist ein zwar langsamer, aber stetig fortschreitender Zerstörungsvorgang, der in geraden Kanalstrecken schwächer, in den Kurven aber stark, und zwar fast ausschließlich auf deren Innenseite auftritt. An der Außenseite, d. h. in der konkaven Seite, tritt kein Geschiebe auf, da eine zuvor nahe dieser Wandung treibende Geschiebemasse bei Eintritt in die Kurve durch die dort einsetzende Querströmung nach der Flußmitte und weiterhin zur konvexen Seite hinüber gedrängt wird. An der Konkavseite sinkt das Oberflächenwasser nach abwärts; dieses ist aber frei von Sinkstoffen, weshalb in der Konkaven kein Abschleifen statthat. Der Sand wandert also an der konvexen Kanalseite entlang, wo er auch, besonders bei niedrigem Wasserstande, liegenbleibt. Je nach der Stärke des Gefälles der Kanäle sind die Ausschleifungen und Sandablagerungen stärker oder geringer. Bei einem starken Sohlengefälle (1 : 135) fanden nur sehr wenige Ablagerungen statt. In den Kurven wurden aber die Backsteine vom Sande stark ausgeschliffen, in den geraden Strecken dagegen waren die Ausschleifungen geringer.

Diesen durch die Sandmitführung des Abwassers entstehenden Schäden ist dadurch entgegenzuwirken, daß man an der Innenseite der Kurven den Sohlenschutz etwas höher hinaufführt; ferner sind starke Gefälle durch Einbau von widerstandsfähig gestalteten Stufen zu verringern.

[19]) E. Stecher, Stadtbaurat, München, Abnutzung des Mauerwerkes von Straßenkanälen. Ges.-Ing. 1924, Heft 42, S. 491 u. 492.

Alle Rechte vorbehalten.

Eisenbeton als Schwellenmaterial im Hauptbahnbetriebe.

Von Dr.-Ing. **Rudolf Kraus**, Cüstrin.

Wenn in den folgenden Ausführungen von der Möglichkeit der Verwendung von Eisenbeton zur Unterschwellung der Eisenbahngleise die Rede ist, so soll dabei neben wirtschaftlichen Erwägungen vor allem die Betriebssicherheit im Auge behalten werden. Es ist bedauerlich, daß bis jetzt hierüber praktische Versuche nicht in dem Umfange angestellt worden sind, wie es der Bedeutung dieser Sache entspräche — bedauerlich besonders darum, weil das Streben nach Anpassung auch des Eisenbahnoberbaues an die Erfordernisse der Zeit den Gedanken einer ausgedehnten Verwendung des Eisenbetons nahelegt. Während sich vor dem Kriege das Interesse für die Schwelle aus Eisenbeton — abgesehen von der lebhaften Beteiligung der ungarischen und italienischen Staatsbahnverwaltungen — nur auf einen kleinen Kreis von Wissenschaftlern und Industriellen beschränkte, richtet sich heute die Aufmerksamkeit weiter Fachkreise auf die Eisenbetonschwelle in der Erwartung, in ihr doch noch einen vollwertigen Ersatz für die bisher gebräuchlichen Arten von Schwellen (Holz- und Eisenschwellen) zu finden. Denn die Folgen des Krieges haben die Verhältnisse der Schwellenbeschaffung in mancher Hinsicht verschlechtert.

Bekannt sind die Schwierigkeiten, die sich nach dem Kriege der Aufbringung ausreichender Mengen hölzerner Qualitätsschwellen entgegenstellten; nicht allein, daß die Waldbestände durch den Krieg verringert worden sind, müssen für den Aufbau der vernichteten Baulichkeiten beträchtliche Mengen Holz aufgebracht werden. Außerdem werden dem Holz dauernd neue Verwendungsgebiete in der chemischen Industrie, in der Papier- und Textilbranche sowie im Bauwesen erschlossen. Es fiel während der verflossenen Inflationszeit den Eisenbahnverwaltungen recht schwer, für den stets größer werdenden Bedarf an Schwellen das erforderliche Holz in befriedigender Beschaffenheit zu erhalten. Dabei mußten bereits vor dem Kriege, also in wirtschaftlich durchaus gesunden Zeiten, über 40 % der Schwellen aus dem Auslande bezogen werden, obgleich die etwa 14 Mill. ha bedeckenden Waldungen Deutschlands einen jährlichen Ertrag von ungefähr 20 Mill. m^3 Nutzholz abwarfen.

Wenn man damals schon für das Holz einen Ersatz im Eisen gesucht hat, obwohl dieses nicht in jeder Hinsicht als das ideale Material zur Unterschwellung angesehen werden kann, so ist es heute vollends eine unentschiedene Frage, ob man mit der Verwendung von eisernen anstatt hölzernen Schwellen besser fährt. Es braucht nur darauf hingewiesen zu werden, daß 1913 von 28,6 Mill. t geförderter Eisenerze 21,1 Mill. t auf Lothringen entfielen, und daß jetzt der wichtigste Teil Oberschlesiens vom Deutschen Reich losgerissen ist. In den Jahren nach dem Kriege konnten von der jeweils bestellten Menge Schienen, Schwellen und Kleinzeug nur etwa 80 % geliefert werden.

Aus allen diesen Gründen wurde der Eisenbetonschwelle aus bewehrtem Beton erhöhte Aufmerksamkeit gewidmet, wie denn überhaupt allgemein in der Neuzeit eine ausgedehntere Verwendung des Eisenbetons auch im Brücken- und Hochbau zu beobachten ist. Es muß jedoch bei einem für das Verkehrswesen so überaus wichtigen und im Betriebe so häufig den stärksten Beanspruchungen ausgesetzten Bestandteil, wie ihn die Eisenbahnquerschwelle darstellt, vor Übereilung in jeder Hinsicht gewarnt werden, womit nicht gesagt sein soll, daß die bisherige Behandlung dieser Angelegenheit etwa zu flüchtig gewesen wäre, sondern lediglich, daß die bis jetzt vorliegenden praktischen Versuchsergebnisse noch nicht zu einer Verallgemeinerung der Anwendung berechtigen. Die folgenden Ausführungen verfolgen den Zweck, an Hand der Theorie sowie der bisherigen Erfahrungen mit dem Eisenbahnoberbau im allgemeinen und mit der Eisenbetonquerschwelle im besonderen zu untersuchen, inwieweit eine Einführung der Eisenbetonquerschwelle als Ersatz für die Holz- oder Eisenschwelle heute schon empfehlenswert ist.

Die lebhaften Auseinandersetzungen in den Fachzeitschriften lassen erkennen, daß die Eisenbahnverwaltungen trotz ihrer vorsichtigen Zurückhaltung alle geeignet erscheinenden Erfindungen zur Anpassung des Oberbaues an die technischen und wirtschaftlichen Erfordernisse der Zeit — und zu ihnen gehört die Eisenbetonschwelle — mit Aufmerksamkeit verfolgen. Um so mehr erwächst der Wissenschaft die Aufgabe, auch ihrerseits dazu beizutragen, die volkswirtschaftlich so bedeutungsvolle Frage, ob die Ausbildung einer brauchbaren Eisenbetonschwelle überhaupt möglich ist, der endgültigen Klärung näherzubringen.

I.

Soll die Wissenschaft dieser Aufgabe gerecht werden, so muß sie um so größeren Wert auf die Ergebnisse großangelegter, wenn auch schwieriger und kostspieliger Versuche legen, je weniger sie mit theoretischen Untersuchungen die tatsächlichen Verhältnisse erfassen kann. Hier kommen die Theorien der Berechnung des Eisenbahnoberbaues sowie der Berechnung bewehrter Betonbalken in Frage. Beide Theorien können weder in sich selbst noch in ihrer gegenseitigen Vermischung als vollkommen bezeichnet werden. Es braucht nur darauf hingewiesen zu werden, daß die ganze umständliche und zeitraubende Berechnung des Eisenbahnoberbaues auf der noch keineswegs bewiesenen Winklerschen Hypothese (Winkler, Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit, Prag 1867, S. 182) aufgebaut ist, daß in irgend einem Punkte unter der Schwelle der dort herrschende Gegendruck der Bettung in geradem Verhältnis zur Senkung dieses Punktes steht ($p = C \cdot y$). Diese Annahme als Ersatz für die noch nicht vollständig erforschten Gesetze vom Gleichgewicht der Erdmassen ist wohl auch die Ursache davon, daß die Bestimmung der Konstanten C, der „Bettungsziffer", auf mancherlei Schwierigkeiten gestoßen ist, und daß die hierzu angestellten praktischen Versuche von Häntzschel, Schubert, Ast, Wasiutynski u. a. so verschiedene Ergebnisse geliefert haben. Ferner sind für die Berechnung der Schienen- und Schwellenbeanspruchung nach Zimmermanns Tabellen (Zimmermann, Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues, Berlin 1888) gleichbleibende Trägheitsmomente vorausgesetzt, was sowohl für die stückweise durch Laschen und Bolzen verstärkte Schiene als auch besonders für eine ganze Reihe von Eisenbetonschwellen nicht zutrifft. Die Erkenntnis, daß bei einem so verwickelten statischen Problem, wie es durch eine Berechnung des Oberbaues gegeben ist, der Aufwand an Rechenarbeit in keinem Verhältnis zur Übereinstimmung zwischen den theoretischen Ergebnissen und den tatsächlichen Vorgängen steht, führte Hoffmann und Schwedler zur Aufstellung ihrer mehr oder weniger willkürlich aufgebauten, später auch von Zimmermann übernommenen und heute viel verwendeten Erfahrungsformeln zur Bestimmung des Schienendrucks. Dazu kommt noch, daß selbst die bis ins kleinste gehenden statischen Untersuchungen der Schiene als eines unendlich langen, durchgehenden Trägers auf elastischen Stützen, der Schwelle als eines elastisch gelagerten Stabes mit symmetrischer Belastung nur einen Teil der gestellten Anforderungen berücksichtigt. Wenn man sich nämlich vergegenwärtigt, daß die Aufgabe des Oberbaues darin besteht, die Verkehrsmittel nicht nur sicher zu tragen, sondern vor allem sicher zu führen, so erhellt daraus, daß sich ein mindestens ebenso großer Teil der Aufgabe gar nicht statisch behandeln läßt, sondern in das Gebiet der Dynamik gehört (Aufnahme von senkrechten und seitlichen Stößen, Widerstand gegen Bremskräfte und Wanderbestrebungen). Schöne Erfolge sind auch hierin schon erzielt; insbesondere hat sich Dr. Saller (Saller: Stoßwirkungen, Kreidel, Wiesbaden 1910; Einfluß bewegter Last . . ., Wiesbaden 1921) um die Erforschung der Dynamik des Oberbaues sehr verdient gemacht. Aber auch die von ihm entwickelten Formeln sind schon auf die bisher gebräuchlichen Oberbausysteme nur in vergleichendem Sinne anwendbar, da sie die rechnerisch überhaupt nicht zu verfolgende Mitwirkung verschiedener physikalischer Eigenschaften wie Molekulararbeit, Wärme, Schall, Magnetismus usw. außer acht lassen. Noch mehr trifft dies bei dem neuen Oberbau in Eisenbeton zu, für den nicht einmal die verallgemeinerte Fassung des Hookeschen Gesetzes in jeder Hinsicht gilt. Man sieht, schon die theoretische Behandlung des Oberbaues hat ihre Schwierigkeiten und ihre Lücken, die auszufüllen nur jahrelange Beobachtung in der Lage ist.

Ihr gegenüber steht nun die Theorie des Eisenbetons, dessen grundlegende Eigenschaften wie Elastizität, Druck- und Zugfestigkeit und die darauf aufgebauten Berechnungsformeln auf Grund einer Reihe von Versuchen festgestellt wurden, die mit den wirklichen Beanspruchungen einer Eisenbetonschwelle im Betriebe wenig Ähnlichkeit haben. Insbesondere sind Untersuchungen von bewehrten Balken auf ihren Widerstand gegen stoßende, schwingende und rüttelnde Kräfte nicht in dem Umfange angestellt worden, wie es im Hinblick auf die Beanspruchungen im Oberbau unbedingt erforderlich wäre.

Sind somit die Theorien sowohl des Eisenbahnbaues wie auch des Eisenbetonbaues noch nicht vollständig mit der Praxis in ihrem

eigenen Bereich in Einklang gebracht, so kann sich vollends die Wissenschaft nicht allein damit begnügen, beide Gebiete derart miteinander in Verbindung zu bringen, daß sie nach der Oberbautheorie die Schwellenbeanspruchung errechnet und nach den so gefundenen Kräften die Eisenbetonschwelle an Hand der Eisenbetontheorie bemißt. Vielmehr muß das Problem als Ganzes behandelt werden. So soll auch diese Abhandlung neben dem Versuch, jetzt schon aus den vorliegenden Ergebnissen Schlüsse auf den voraussichtlichen Verwendungsbereich der Eisenbetonschwelle zu ziehen, Anregungen geben, in welchem Sinne und in welcher Form dieses Zusammenarbeiten zu geschehen hat.

II.

Wenn sie sich dabei auf die Behandlung der Querschwellen beschränkt, so geschieht das aus der Überzeugung heraus, daß das Querschwellengleis in Schotterbettung, das sich als Endergebnis langer, oft von Rückschlägen begleiteter Versuche in der Anwendung behauptet hat, auch bei einer etwaigen Verwendung des Eisenbetons seine Vorherrschaft behalten wird. Die nunmehr bald 100 Jahre umfassende Geschichte des Oberbaues berechtigt zu dieser Auffassung. Ob alle Vorzüge, die die Querschwelle gegenüber anderen Unterschwellungen besitzt, auch der Betonschwelle zugeschrieben werden können, muß die Untersuchung lehren. Auf jeden Fall darf aber vorausgeschickt werden, daß die Hauptgründe für die Bevorzugung des ganzen Querschwellensystems — nämlich der leichte Abfluß der atmosphärischen Niederschläge, die Sicherheit in der Erhaltung der Spurweite und der Querneigung der Schienen, die gleichmäßige, gegenseitig richtige Höhenlage beider Schienenstränge, die Widerstandsfähigkeit gegen wagerecht gerichtete Kräfte und die Anpassungsfähigkeit an die verschiedenen Erfordernisse des Betriebes — auch für die Querschwelle aus Eisenbeton gelten.

Innerhalb des Systems jedoch ist ausschlaggebend für die Güte des Schwellenmaterials und für den Vergleich mit anderem Material die Art und Weise, wie eine Schwelle den auf sie einwirkenden Kräften Widerstand zu leisten und den an sie gestellten Aufgaben gerecht zu werden vermag. Die wichtigste dieser Aufgaben besteht darin, den von den Schienen ausgeübten Druck derart zu verteilen, daß der spezifische Bettungsdruck und die durch ihn verursachten Veränderungen im Zustande der Bettung innerhalb der durch die Betriebssicherheit vorgeschriebenen Grenzen bleiben; ferner soll die Schwelle den Kräften in der Quer- und Längsrichtung des Gleises entgegenwirken und so zur Erhaltung der Gleislage beitragen. Will man also in eine sorgfältige Prüfung der Eisenbetonquerschwelle auf ihre Brauchbarkeit eintreten, so muß man sich über folgende vier Punkte Klarheit verschaffen:

1. Wie werden die der Schiene mitgeteilten Kräfte auf die Bettung übertragen, und wie verhält sich diese unter der Schwelle?
2. Bietet die Schwelle genügend Widerstand gegen die statischen Wirkungen der zu übertragenden Kräfte?
3. Vermag die Schwelle die Stoßwirkungen der Verkehrslasten unschädlich zu verarbeiten?
4. Gewährt die Schienenbefestigung der richtigen Gleislage einen sicheren und dauerhaften Halt, ohne die Schwelle zu schädigen?

Von der Beantwortung dieser Fragen hängt die Entscheidung darüber ab, ob die Betonschwelle ganz allgemein im zukünftigen Oberbau Verwendung finden kann, oder ob sie nur für bestimmte Bahngattungen, Verkehrsarten und Geländeverhältnisse in Betracht kommt.

Soweit den folgenden Ausführungen Vergleichsberechnungen zugrunde liegen, sind aus der Fülle von Einzelbauformen als Vertreter der drei verschiedenen Arten die nachstehenden herausgegriffen (Abb. 1, 2 u. 4):

a) Holzschwelle des verstärkten Oberbaues für Hauptbahnen der badischen Staatseisenbahnen vom Jahre 1906; Querschnitt 25×15 cm, Länge 270 cm.
b) Trogschwelle des verstärkten eisernen Oberbaues für Hauptbahnen der badischen Staatseisenbahnen vom Jahre 1899; Breite 24 cm, Höhe 10 cm, Länge 240 cm.
c) Eisenbetonschwelle der Deutschen Asbestonwerke A.-G. in Köln, neueste Bauart von 26 cm unterer, 21 cm oberer Breite, 20 cm Höhe und 220 cm Länge.

Daß gerade die Schwellen des badischen Oberbaues für den Vergleich ausgewählt werden, ist vor allem darin begründet, daß der verstärkte badische Oberbau, besonders derjenige auf Eisenschwellen, sich durchaus bewährt hat und deshalb als Vorbild für den kommenden Einheitsoberbau der Deutschen Reichsbahn genommen ist. Von den übrigen im schweren Oberbau Deutschlands am meisten verbreiteten Schwellen soll die preußische eiserne Rippenschwelle (270 cm lang, 8 cm hoch, 22 cm breit) infolge mangelhafter Bewährung (starke Rostbildung, geringe Lebensdauer) künftig nicht mehr beschafft, sondern durch eine der badischen Form angepaßte Trogschwelle ersetzt werden. Die preußische Holzschwelle hat etwa dieselben Abmessungen wie die badische, doch wird ihre Länge von jetzt ab auf 260 cm verkürzt. Stellenweise soll neben der deutschen Asbestonschwelle, auf die wegen ihres nahezu gleichmäßig durchgehenden Querschnitts die Zimmermannsche Berechnung am besten anwendbar ist, auch die italienische Maciachinischwelle zum Vergleich herangezogen werden (Abb. 3). Die drei gewählten Typen sind auch für rechnerische Gegenüberstellungen insofern interessant, als sie in ihrer Länge erheblich voneinander abweichen (220 — 240 — 270).

Die Vorzüge und Nachteile der Holz- und Eisenschwellen sind auf Grund langjähriger Erfahrungen bekannt; die Vorteile der Eisenbetonschwelle werden von der herstellenden Industrie gerühmt, ihre Schwächen von den Kritikern hervorgehoben. Bekannt ist, daß die Holzschwelle, abgesehen von ihrer beschränkten Lebensdauer, das ideale Mittel zur Auflagerung von Eisenbahnschienen auf dem Bahnkörper ist, da sie mit bedeutender Elastizität genügend Masse verbindet, um der Schiene ein ruhiges Lager zu bieten — daß ihre Form sowohl eine günstige Druckübertragung als auch genügenden Halt gegen Verschiebungen in der Bettung gewährleistet —, daß ihr Hauptnachteil in dem geringen Widerstand gegen klimatische Einflüsse liegt, denen man jedoch im Laufe der Zeit durch bewährte Durchtränkungsverfahren immer erfolgreicher zu begegnen wußte. Bekannt ist ferner, daß auch die Eisenschwelle außer einigen Schattenseiten den Hauptvorzug einer guten Schienenbefestigung und sicherer Spurhaltung, längerer Haltbarkeit und hohen Altmaterialwertes hat, und daß sie bis zum Kriegsausbruch dank der außerordentlichen Entwicklung der deutschen Eisenindustrie weiteste Verbreitung gefunden hat.

Die größten Vorzüge der Eisenbetonschwelle erblickt man in ihrer vollkommenen Beständigkeit gegen alle Witterungseinflüsse und in ihrer Unzerstörbarkeit durch Insekten und Feuer, ferner in ihrer Masse und ihrem großen Gewicht, das infolge der ruhigen Lagerung ein sicheres Fahren und geringe Unterhaltungsarbeiten verursachen soll; auch verspricht man sich aus der Kürze der neuen Schwelle große Ersparnisse an Bettungsmaterial. Zur Vermeidung teurer Transporte soll sie in Anpassung an die jeweils vorliegenden Verhältnisse in der Nähe der Verwendungsstelle ohne besondere Fabrikanlagen hergestellt werden können.

Demgegenüber wird geltend gemacht, daß sich infolge der völligen Starrheit des Schwellenkörpers die geringen elastischen Eigenschaften des Baustoffes gegenüber den plötzlichen Stößen gar nicht entwickeln könnten, daß vorzeitige Rissebildung infolge der Erschütterungen des Betriebes dem Wasser zu den Eiseneinlagen Zutritt verschaffte und damit den Vorteil der Witterungsbeständigkeit verschwinden lasse; das große Gewicht mache die Schwellen unhandlich und habe gegenüber dem Vorzug einer ruhigen Gleislage den Nachteil, daß die Bettung beim Auf- und Absteigen der Schwellen durch Zerhämmern mehr angegriffen wird als durch Holz- oder Eisenschwellen. Der Streit dreht sich wohl auch hier um die mehr grundsätzliche Frage, ob die Elastizität der Fahrbahn vorteilhafter in den Oberbau oder in den Unterbau zu verlegen ist.

III.

Die Bettung bildete schon immer ein schwieriges Kapitel im Eisenbahnbau und eine Ursache vieler Unzulänglichkeiten, weil eben zwei miteinander schwer in Einklang zu bringende Eigenschaften, Widerstandsfähigkeit und Nachgiebigkeit, von ihr verlangt werden. Insbesondere die Nachgiebigkeit, die eigentlich nur unmittelbar nach dem Verlegen und Stopfen voll vorhanden ist, erfährt unter dem Betriebe sehr schnell ungünstige Veränderungen insofern, als der Bettungskörper nebst Unterbau nur in geringem Maße imstande ist, rein elastische Formänderungen auszuführen. Jede Belastung, auch die kleinste, ruft eine elastische und eine bleibende Einsenkung des Bodens hervor, die natürlich mit der darüber beförderten Last abnimmt, aber um so größer ausfällt, je größer der spezifische Bettungsdruck ist. Da nun in der Berührungsebene zwischen Bettung und Untergrund der spezifische Druck bereits ziemlich verteilt auftritt, macht sich der verschiedene Einfluß verschiedener Schwellen hier nur in verschwindendem Maße geltend. Es genügt also, die Druckverteilung unmittelbar unter der Schwelle näher zu betrachten, um festzustellen, ob die neue Eisenbeton-(Asbeston-)Schwelle in dem ersten der oben aufgestellten vier Punkte den bisherigen Schwellenarten überlegen oder doch gleichwertig ist.

Der Berechnung, die unter Zuhilfenahme der Zimmermannschen Tabellen an den drei Vergleichsschwellen vorgenommen wurde, ist zunächst eine Radlast von 8 t zugrunde gelegt, der für den Entwurf dieser Schwellen seinerzeit maßgebenden Höchstbelastung. Da man bei dem zunehmenden Reibungsgewicht der Lokomotiven für die nächste Zukunft immerhin mit 10 t rechnen muß, sind auch die dieser Belastung entsprechenden Werte bei den nachstehenden Berechnungsergebnissen in Klammern ( ) beigefügt. Die wechselnde Beschaffenheit des Untergrundes machte es erforderlich, zwei Grenzwerte für die Bettungsziffer C neben einem Mittelwert einzuführen. Zimmermann rechnet bei seinen durchgeführten Beispielen jeweils mit $C = 3$ für

schlechte und $C = 8$ für gute Bettung. Mit Rücksicht auf die Versuche von Häntzschel und Wasiutynski (Organ 1899), die Bettungsziffern bis über 30 ergaben, und um möglichst krasse Gegensätze zu erhalten, sei im folgenden $C = 3$ für Kiesbettung auf leichtem Lehm, $C = 8$ als Mittelwert und $C = 15$ für Granitschotter auf Felsuntergrund gewählt.

In Tabelle 1 sind die gesamten aus den Verkehrslasten und dem Eigengewicht herrührenden Bettungsdrücke zusammengestellt. Die überwiegend starken Drücke am Schwellende zeigen zunächst, daß sowohl die badische Eisenschwelle als auch die Asbestonschwelle zu kurz bemessen sind; nur eine Länge von etwa 270 cm gewährleistet die notwendige Entlastung der Schwellenenden in gleicher Weise wie der Schwellenmitte.

Tabelle 1. Größe der Bettungsdrücke.

p	Schwelle	Punkt	$C = 3$	$C = 8$	$C = 15$
Gesamter Druck in kg/cm²	Beton	Ende	1,640 (1,970)	1,823 (2,263)	2,120 (2,552)
		Schiene	1,541 (1,890)	1,671 (2,033)	1,789 (2,261)
		Mitte	1,374 (1,700)	1,260 (1,564)	1,163 (1,419)
	Holz	Ende	1,195 (1,451)	0,952 (1,153)	0,921 (1,109)
		Schiene	1,317 (1,626)	1,482 (1,797)	1,669 (2,014)
		Mitte	1,161 (1,432)	1,095 (1,327)	0,982 (1,182)
	Eisen	Ende	1,730 (2,137)	1,825 (2,242)	1,792 (2,174)
		Schiene	1,573 (1,947)	1,750 (2,147)	1,954 (2,372)
		Mitte	1,154 (1,429)	0,978 (1,196)	0,819 (0,991)

Zur Gewinnung einer besseren Übersicht und eines Bildes von der Gleichmäßigkeit der Kraftübertragung von den Schienen auf die Bettung wurden diese Ergebnisse zeichnerisch aufgetragen (Abb. 1). Durch Ausplanimetrierung der Druckdiagramme und deren Verwandlung in inhaltsgleiche Rechtecke von der Länge der Schwelle wurden die mittleren Bettungsdrücke gefunden. Ein Maß für die Gleichmäßigkeit der Druckverteilung ist zweifellos das Verhältnis vom größten jeweils

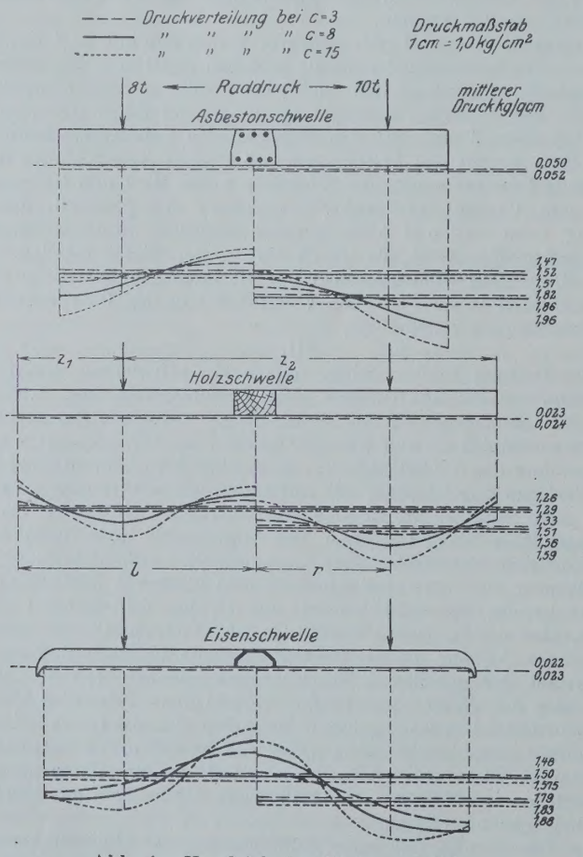


Abb. 1. Vergleich der Bettungsdrücke.

vorkommenden zum mittleren Druck, das um so vorteilhafter ist, je mehr es sich dem Werte 1 nähert. Die Größen, die dieses Verhältnis ψ, die „Verteilungsziffer", für die drei verschiedenen Schwellen annimmt, sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Man sieht daraus sofort, daß die Behauptung, die neue Eisenbetonschwelle sei hinsichtlich einer gleichmäßigen, die Bettung besonders schonenden Übertragung der Schienendrücke den bisher gebräuchlichen Schwellen überlegen, mindestens für die hier besprochene Ausführungsart übertrieben ist. Die Holzschwelle steht, nicht zum wenigsten infolge ihrer ausreichenden Länge, im Durchschnitt an erster Stelle, während die Asbestonschwelle, die bei schlechtem Bettungsmaterial noch die (Holz- und) Eisenschwelle übertrifft, bei zunehmender Vergrößerung der Bettungsziffer immer ungünstiger die Druckverteilung beeinflußt. Gegenüber dem Einwand, es sei gar nicht erforderlich und nicht vorgesehen, die Asbestonschwelle auf ihre ganze Länge zu unterkrampen, vielmehr solle sich die Unterstopfung vom Schienenlager nach der Mitte zu nur auf die gleiche Länge wie der äußere Überstand erstrecken, sei auf ein Urteil Zimmermanns in seinem Werke (S. 200) hingewiesen, der schreibt: „Ein angestellter Vergleich läßt erkennen, daß der Fortfall der Unterstopfung in Schwellenmitte das Überwiegen der Senkung und des Druckes unter den äußeren Teilen der Schwelle zwar beseitigt, daß dies jedoch weniger durch eine Entlastung der zu stark gedrückten Flächen als durch eine Steigerung des Druckes auf die vorher weniger belasteten Teile erreicht wird, wobei der Größtwert bedeutend wächst. Da überdies die ungleichmäßige Unterstopfung das seitliche Ausweichen der stark gedrückten Bettungsteile nach der weniger belasteten Mitte hin befördert und dadurch die dauernde Erhaltung der richtigen Höhenlage erschwert, so dürfte das in Rede stehende Verfahren nur als ein Notbehelf zu betrachten sein, der entbehrlich wird, sobald man der Schwelle eine ausreichende Länge gibt." Besonderer Wert wird auf das Zunehmen des Größtwertes zu legen sein. Bei der betrachteten Asbestonschwelle wächst nämlich der mittlere Druck, der bei gleichmäßiger Unterstopfung 1,57 kg/cm² (1,96) beträgt, bei teilweiser Unterstopfung auf $(4360 + 115 + 33) : (26 \cdot 70) =$ rd. 2,5 kg/cm² bezw. für 10 t auf $(5310 + 115 + 29) : (26 \cdot 70) = 3$ kg/cm², infolgedessen der Höchstdruck entsprechend den ausführlich berechneten Fällen auf etwa 3 kg/cm² bezw. 3,6 kg/cm². Dies sind ziemlich schädliche Werte gegenüber der allgemeinen Ansicht, daß ein größter Bettungsdruck von 2 kg/cm² noch als zulässig und wirtschaftlich angesehen werden darf. Wenn also von großen Ersparnissen an Bettungsmaterial, Erdarbeiten und Grunderwerb die Rede ist, die man durch Verwendung der neuen Asbestonschwelle zu machen hofft, und die auf über 40% berechnet wurden, so muß man bedenken, daß die gleichen Ersparnisse auch mit den übrigen Schwellen durch entsprechende Verkürzung auf 220 cm zu erzielen wären, daß sie aber hier wie dort durch anderweitige gefährliche Nachteile teuer erkauft würden.

Tabelle 2. Verteilungsziffer.

C	Beton	Holz	Eisen
3	1,114 (1,054)	1,043 (1,077)	1,185 (1,192)
8	1,200 (1,218)	1,149 (1,150)	1,216 (1,226)
15	1,350 (1,300)	1,253 (1,268)	1,240 (1,260)

Tabelle 2 gibt scheinbar der Auffassung recht, daß für die Eisenbetonschwelle eine besonders gute Bettung nicht erforderlich sei, ja sogar diese Schwelle in Anbetracht ihrer ohnehin ruhigen Lage unmittelbar auf den gewachsenen Boden gelegt werden könne (Technik und Wirtschaft 1916 Nr. 3, Kölnische Zeitung 1921 Nr. 18, Der Bauingenieur 1923 Nr. 1). Hiermit wäre aber der Bahnunterhaltung ein schlechter Dienst erwiesen, wie zahlreiche praktische Erfahrungen lehren (vergl. die Ergebnisse der Untersuchungen Häntzschels über die bleibenden Einsenkungen selbst beim Vorhandensein einer elastischen Bettung, Organ f. d. Fortschr. d. Eisenb.-Wesens 1899, oder die Aufzeichnungen M. G. Cuenots über die Ungleichmäßigkeit der bleibenden Einsenkungen: Etude sur les déformations des voies de chemins de fer, Bourg — Schweiz 1905, S. 29 usf.). Bei mangelhafter Bettung müßten diese Schwierigkeiten in der Erhaltung der richtigen Gleislage infolge des großen Gewichts der Eisenbetonschwellen zu unerschwinglichen Unterhaltungskosten führen, was natürlich die Verwendung solcher in der Anschaffung schon teuren Schwellen völlig unwirtschaftlich machen würde. Weniger oder gar keine Bedenken solcher Art gegen die Verwendung von Eisenbetonschwellen liegen natürlich bei solchen Bahnen vor, bei denen auf ein besonders widerstandsfähiges Schotterbett weniger Wert gelegt zu werden braucht, nämlich bei Straßen- und Kleinbahnen. Hier können die Vorteile einer gleichmäßigeren Druckverteilung voll zur Geltung kommen.

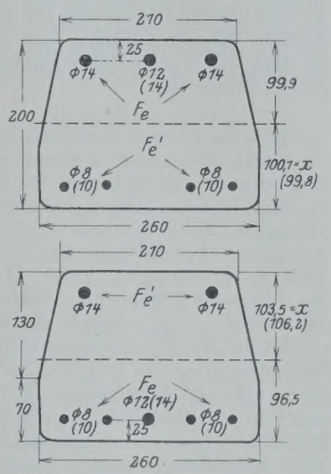
Ein Vorzug, der für Bahnen jeder Gattung zutrifft, besteht zweifellos in der größeren Widerstandsfähigkeit der schweren Betonschwelle gegen seitliche Verschiebungen, nicht allein wegen der Vermehrung des Reibungsdrucks, sondern weil auch durch die leicht zu erzielende Rauheit der Unterseite eine gewisse Verzahnung zwischen Schwelle und Unterlage stattfindet. Natürlich kommt auch hier der günstige Einfluß des Gewichts um so mehr zur Geltung, je kleiner der Unterschied zwischen den seitlichen Kräften und dem Schwellengewicht wird, also ebenfalls im Gebiete der Kleinbahnen.

IV.

In engem Zusammenhange mit der ungleich auf die Schwelle verteilten Auflagerreaktion stehen die Biegungsbeanspruchungen, denen die verschiedenen Querschnitte ausgesetzt sind, und die naturgemäß mit zunehmender Ungleichmäßigkeit der Bettungsdrücke wachsen. Leider lassen die bisherigen Versuche keine aufmerksame Beobachtung der durch die Biegungsmomente auftretenden Randspannungen und ihrer Wirkung auf den Beton erkennen, vielmehr beschränkten sie sich meist auf die Ermittlung der Bruchlast für vergleichende Feststellungen. Dabei waren die Belastungsvorschriften ziemlich willkürlich gewählt und blieben erheblich hinter den tatsächlichen Beanspruchungen im Betriebe zurück. Sollen diese tatsächlich zur Grundlage der Ausbildung brauchbarer Schwellen gemacht werden, so ist es unumgänglich notwendig, größere Mengen davon im Gleis selbst längere Zeit zu beobachten, und die verschiedenen Einflüsse der Bewehrung, des Mischungsverhältnisses, des Wasserzusatzes, des Zements, der Sande und Zuschlagstoffe sowie des Alters genau zu verfolgen.

Recht spärlich sind derartige Untersuchungen im Betriebe bis jetzt geblieben. Einige Ergebnisse weiß die ungarische Staatsbahn zu berichten, deren Versuchsstrecke allerdings den Charakter einer Hauptbahn zweiten Ranges hat, schwachen Personenverkehr und ziemlich lebhaften Güterzugverkehr aufweist, jedoch von Schnellzügen nicht befahren wird. Danach wurde im wesentlichen festgestellt, daß alle Umstände, die die Beschaffenheit und Festigkeit des Betons günstig beeinflussen, auch wesentlich die Haltbarkeit der Schwellen erhöhten. So stellte sich die Zahl der betriebsfähigen Schwellen Type 1905 und 1906 nach $8^1/_2$jähriger Liegedauer bei Verwendung fetten Betons um 59 % höher als bei Benutzung mageren Betons, bei Ausführung in Stampfbeton um 49 % höher als bei Herstellung in Gußbeton. Besonders deutlich zeigte sich auch der Wert fachgemäßer Arbeit und der Verwendung guten Zements (um 71 % höher).

Querschnitt in Schwellenmitte.



Querschnitt am Schienenlager.

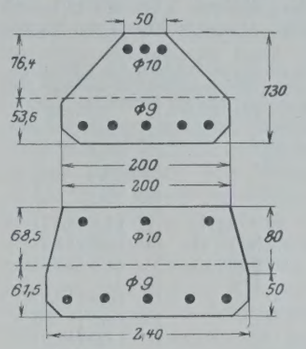
Abb. 2. Neue deutsche Asbestonschwelle.

Was die Schäden an den unbrauchbar gewordenen Schwellen anbelangt, so wurden in den meisten Fällen als erste Anzeichen der Zerstörung Risse beobachtet, die teils von den Kanten der Schienenunterlagsplatten ausgingen, teils infolge der Biegung in Schwellenmitte an der Oberfläche und unter dem Schienenlager an der Unterfläche auftraten. Überhaupt wiesen viele unbrauchbar gewordene und ein großer Teil der am Ende der Versuchsperiode noch betriebsfähigen Schwellen eine der Durchbiegung entsprechende Formänderung unter Bildung von Zugrissen auf, was auf ungenügende Widerstandsmomente schließen läßt. In einzelnen Fällen waren die Risse durch Frostwirkung nicht unerheblich vergrößert.

Die Erfahrungen mit diesen Probetypen wurden 1916 bei der Konstruktion einer neuen Schwelle von trapezförmigem Querschnitt verwertet, deren Biegungsfestigkeit in der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Budapest etwa doppelt so groß wie bei den Bauarten 1905 und 1906 festgestellt wurde. Die Versuche dortselbst dienten vor allem der Feststellung geeigneter Übernahmeprüfungen und Lieferungsvorschriften und bestanden in Biege-, Scher- und Druckproben, die an der gebrauchsfertigen Schwelle im Alter von 28 und 90 Tagen vorgenommen wurden. Hinsichtlich der Beschaffenheit des Materials hatten die Versuche das Ergebnis, daß für die Lieferung eine Mindestdruckfestigkeit des Zements von 400 kg/cm² nach 28 Tagen und eine Betonmischung von 400 kg Zement auf 1 m³ fertigen Beton sowie eine Mindestdruckfestigkeit des Betons von 220 kg/cm² verlangt wurden; Flußsand und Flußkies wurden als Zuschlagstoffe vorgeschrieben. Über das Verhalten der nach den Versuchen in der Technischen Hochschule noch verbliebenen und in der Probestrecke verlegten 30 Stück scheint die ungarische Bahndirektion im allgemeinen befriedigt zu sein, obgleich sie schon 1920 bei fast allen Schwellen Zugrisse an der Unterseite feststellen mußte. Sie ist jetzt mit der Herstellung von einigen tausend Stück in eigener Regie beschäftigt, um in großzügiger Weise die bisherigen, immer noch ergänzungsbedürftigen Versuche zu erweitern und so allmählich zu einer Normalisierung zu gelangen.

Auch die italienische Staatsbahnverwaltung sah sich bis heute noch nicht in der Lage, ein endgültiges Urteil über die Verwendungsmöglichkeiten des Eisenbetons als Schwellenmaterial abzugeben. Anscheinend richtet sie in letzter Zeit ihr Hauptaugenmerk auf eine ständige Verbesserung der Schienenbefestigung, worüber in einem der folgenden Abschnitte noch Näheres zu sagen sein wird. Wichtig für die Beurteilung der Stabilität der Schwelle als Ganzes ist zunächst die Feststellung, daß ein großer Teil der seit 1907 beobachteten Schwellen nach einer geringen Anzahl von Jahren, die stets hinter der erwarteten Lebensdauer zurückblieb, aus der Strecke entfernt werden mußte. Über das statische Verhalten der in neuerer Zeit in Betrieb genommenen Probeschwellen hat sich die italienische Staatsbahnverwaltung noch nicht geäußert, wie sie überhaupt das wichtige Problem der praktischen Verwendung von Eisenbetonschwellen noch nicht für spruchreif hält.

Querschnitt in Schwellenmitte.



Querschnitt am Schienenlager.

Abb. 3. Maciachinischwelle (Italien).

Aus den praktischen Erfahrungen, die seit 1912 in verschiedenen Gegenden Deutschlands und des Auslandes mit der deutschen Asbestonschwelle gemacht wurden, lassen sich keine sicheren Schlüsse ziehen, inwieweit die zahlreich aufgetretenen Schäden auf statische Mängel zurückzuführen sind. Zwar gaben die Laboratoriumversuche, die 1913 in der Dresdener Hochschule mit einer von R. Wolle (Leipzig) hergestellten Schwelle vorgenommen wurden (Organ 1913, Heft 13, S. 233), kein ungünstiges Bild von der Festigkeit des Verbundkörpers, doch führten die Proben auf offener Strecke auch bei dieser Schwelle vielerorts zu gefährlichen Rissebildungen. So sah die Generaldirektion der sächsischen Staatseisenbahnen sich im Jahre 1913 genötigt, die weitere Beschaffung eben dieses Systems „Wolle“ infolge des Ergebnisses der 1913 begonnenen Versuche bei Potschappel und Leisnig einzustellen. In Württemberg mußte eine ganze Anzahl Schwellen nach kurzer Liegedauer wegen Rissebildung ausgewechselt werden (Kräutle, Organ 1921), und auch bei den schwedischen Bahnen hatten nach dem Bericht von Saller (Organ 1921) dieselben Mängel bereits nach zwei Jahren eine schnell fortschreitende Zerstörung der Asbestonschwelle zur Folge. Derartige Erfahrungen ließen immer noch ausreichende Widerstandsmomente gegen die statischen Wirkungen der Verkehrslasten vermissen, weshalb auch die neueren, 20 cm hohen Asbestonschwellen ein auf ihre ganze Länge gleichbleibendes, größeres Trägheitsmoment erhielten.

Es erübrigt sich, im einzelnen weiter darauf einzugehen, wie die verschiedenen Verbesserungen der letzten Jahre bei dieser und anderen Betonschwellen den statischen Anforderungen durch entsprechende Bemessung der Querschnitte und Eiseneinlagen Rechnung trugen. Die äußeren Kräfte sind meist nach Dr. Zimmermann berechnet, und hierauf die Schwellen nach der Theorie der auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbalken bemessen. Interessant ist hier hauptsächlich die Frage, ob die am Rande der Querschnitte auftretenden Zugspannungen die Bildung von Rissen im Beton erwarten lassen. Denn jeder Riß vermindert nicht nur das Widerstandsmoment, er gestattet auch dem Wasser Zutritt zu den Eiseneinlagen und beseitigt damit den Hauptvorzug der Eisenbetonschwelle, die Beständigkeit gegen Witterungseinflüsse.

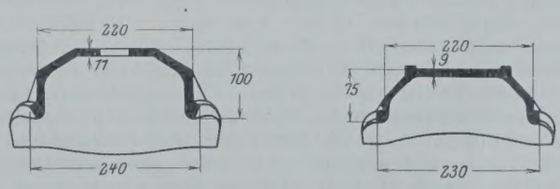


Abb. 4. Badische und preußische eiserne Querschwelle.

Das Auftreten des ersten Risses ist geradezu entscheidend für die Lebensdauer der Schwelle, und die vollständige Unbrauchbarkeit eines einmal angerissenen Schwellenkörpers unter den Wirkungen des Verkehrs dürfte kaum längere Zeit auf sich warten lassen. Aus diesem Anlaß erscheint es angebracht, zur besseren Beurteilung einmal bei zweien der neuen Betonschwellen, der italienischen Maciachinischwelle und der deutschen Asbestonschwelle, die unter einem Raddruck von 8 t (10 t) zu erwartenden Zugspannungen im Beton zu untersuchen.

Tabelle 3 bringt eine Zusammenstellung des Ergebnisses; die unterste Spalte enthält die Biegungsspannungen für den Fall, daß die Asbestonschwelle nur teilweise, und zwar auf gleiche Entfernung beiderseits der Schienenauflager (35 cm) unterstopft wird.

Über die Frage, bei welcher Zugspannung die ersten Risse im Beton auftreten, sind schon eine ganze Reihe beachtenswerter Versuche gemacht worden, deren Ergebnisse allerdings auf den vorliegenden Fall nur unvollkommen bezogen werden können. Es handelt sich dabei nämlich meist um frei aufliegende, einseitig bewehrte Balken

Tabelle 3. Größte Zugspannungen im Beton in kg/cm².

Bauart	C	Schwellenmitte	Schiene
Maciachini	3	65,8	55,3
	8	56,1	56,5
	15	50,4	56,1
Asbeston	3	34,8 (41,3)	11,4 (13,4)
	8	31,3 (37,2)	12,8 (14,7)
	15	27,7 (32,8)	14,9 (16,3)
Asbeston-Teilunterstopfung	3	0	16,4 (19,0)
	8	0	16,9 (19,5)
	15	0	17,5 (19,9)

oder Plattenbalken, die ruhenden Belastungen unterworfen wurden. Immerhin lassen sich die dort gewonnenen Ergebnisse zu Vergleichen heranziehen, besonders da hier vorläufig nur die statischen Wirkungen der Verkehrslasten berücksichtigt werden sollen. Foerster empfiehlt im Taschenbuch für Bauingenieure bei der Berechnung von Eisenbetonbalken die Einführung relativer Zugfestigkeiten von 20 bis 25 kg/cm², ohne die Bildung von Rissen befürchten zu müssen. Eine Bestätigung finden diese Angaben in den Versuchen, die von C. Bach in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart auf Veranlassung des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton" an mehr als 600 Balken vorgenommen wurden. Die Ergebnisse sind in Heft 24 des Ausschusses unter dem Titel: „Spannung σ_{bz} des Betons in der Zugzone von Eisenbetonbalken unmittelbar vor der Rissebildung" veröffentlicht. Diese kritischen Spannungen wurden je nach Mischungsverhältnis, Alter, Bewehrung, Wasserzusatz usw. zu 30 bis 40 kg/cm² ermittelt; die Festigkeiten bewegen sich zwischen 15 und 20 kg/cm². Während C. Bach jeweils die beim Entstehen der ersten Risse aufgebrachten Belastungen beobachtete und hieraus σ_{bz} berechnete, wurden die gleichzeitig vorgenommenen Messungen der Längenänderungen an der Druck- und Zugseite von Dr. Heintel in anderer Weise ausgewertet. Dieser veranschaulicht nämlich in seiner Schrift „Die Berechnung der Einsenkung von Eisenbetonplatten und Plattenbalken" das elastische Verhalten des Betons durch Berechnung der Formänderungskurven aus den gemessenen Dehnungen bezw. Zusammendrückungen. Danach treten Spannungen über die Zugfestigkeiten hinaus nur theoretisch auf, während in Wirklichkeit schon beim Erscheinen der ersten Wasserflecken (*W*) eine Lockerung des Gefüges stattfindet, die nach Erreichung der größten Zugfestigkeit unter Abnahme der vom Beton aufgenommenen Spannungen rasch fortschreitet, bis durch einen Riß (*R*) die ganze Arbeit vom Gleitwiderstand zwischen Beton und Eisen übernommen wird. Man geht nach diesen und ähnlichen Ergebnissen anderer Versuche wohl kaum zuweit, wenn man für die statische Berechnung von Eisenbetonschwellen die zulässigen Zugspannungen auf höchstens 15 kg/cm² begrenzt. Ein Blick auf Tabelle 3 zeigt, daß die italienische Vollbahnschwelle noch weit davon entfernt ist, diesen statischen Anforderungen zu genügen, und daß die neue Asbestonschwelle einen gewissen Fortschritt in dieser Hinsicht bedeutet. Die Überbeanspruchung in der Mitte würde sogar nahezu verschwinden, wenn die teilweise Unterstopfung richtig durchgeführt werden und erhalten bleiben könnte. Da aber auf die Dauer ein „Reiten" der Schwelle (zumal bei rolliger Bettung) ohne große Unterhaltungsarbeiten kaum verhindert werden kann, wäre eine

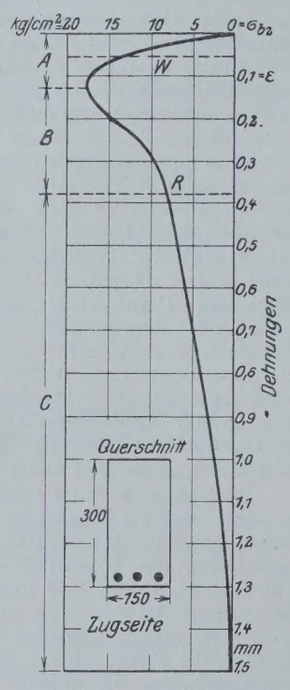


Abb. 5. Formänderungskurve des Balkens Nr. 48 aus der Versuchsreihe von C. Bach, berechnet von Heintel.

größere Länge vorteilhafter. Demgegenüber fällt jedoch die Kostenfrage wieder ins Gewicht; die Schwelle, die heute 13 R.-M. ab Fabrik kostet, vereinigt schon bei einer Länge von 220 cm in sich eine ziemliche Masse im Vergleich zu allen anderen Schwellentypen. Diese wirtschaftlichen Gesichtspunkte werden an anderer Stelle eingehender gewürdigt werden. Hier genügt die Feststellung, daß schon bei Vollbahnschwellen mit 8 t größtem Raddruck ein ideelles Trägheitsmoment von weit über 20000 cm⁴ und eine Länge von 260 bis 270 cm verlangt werden muß, wenn der Gefahr von Zugrissen im Beton begegnet werden soll. Vom Standpunkte der Bruchsicherheit aus dürfte danach die Maciachinischwelle ohne Bedenken nur bei Bahnen mit höchstens 3 t Raddruck verwendet werden. Auch die Trägheitsmomente der meisten anderen in den letzten Jahren aufgetauchten Schwellentypen (italienisches Modell 1918 mit rd. 8000 cm⁴, ungarische Schwelle 1921 mit rd. 10000 cm⁴, bayerische Schwelle von Dyckerhoff & Widmann mit etwa 9000 cm⁴ u. a.) lassen ihre Verwendung auf Bahnstrecken, die mit mehr als 4 t Raddruck belastet sind, in statischer Hinsicht nicht ratsam erscheinen. Die Frage, ob sich überhaupt eine statisch einwandfreie Schwelle konstruieren läßt, ist dahin zu beantworten, daß dies unter voller Vernachlässigung wirtschaftlicher Gesichtspunkte lediglich mit Berücksichtigung der jeweiligen Höchstraddrücke sehr wohl möglich ist, aber nur soweit, als sich die auf der Winklerschen Hypothese aufgebaute Oberbautheorie halten läßt.

V.

Daß im übrigen die Beurteilung der bis jetzt konstruierten Eisenbetonschwellen nicht zu streng ist, zeigt sich besonders dann, wenn man von der Betrachtung der statischen Wirkungen der Zuglasten zu einer Untersuchung der dynamischen Vorgänge im Eisenbahngleis übergeht. Die allgemeine Ansicht darüber geht dahin, daß die gewöhnlichen dynamischen Beanspruchungen vielfach etwa doppelt so groß wie die statischen sind. Man müßte schon aus diesem Grunde der Sicherheit halber die vorstehend besprochenen Bedingungen für die statische Beschaffenheit der Schwellen verdoppeln. Nun handelt es sich bei den dynamischen Wirkungen nicht nur um Schwingungen, deren Ausschlag das Doppelte der statischen Durchbiegungen erreichen kann, sondern vorwiegend um Stoßdrücke, herrührend von Eigenschaften des Oberbaues (wie ungleichmäßige Höhenlage und ungleiche Elastizität), sowie von Eigenschaften der Verkehrslasten (wie mangelhafte Abfederung, bewegte Massen an Lokomotiven usw.). Es wäre natürlich verfehlt, wollte man mit der Betonung dynamischer Gesichtspunkte die Wichtigkeit der statischen Berechnungen auch nur abschwächen; dafür liefern die dynamischen Berechnungen, deren streng analytische Lösung oft die größten Schwierigkeiten verursacht, viel zu ungenaue Ergebnisse. Und trotzdem muß gerade auf die stoßweise Belastung bei der Besprechung der Eisenbetonschwelle größter Wert gelegt werden; denn hier hat man es mit einem überaus spröden Baustoff von geringen elastischen Eigenschaften zu tun. Leider sind die Gesetze, nach denen sich die Stoßwirkungen im gestoßenen Körper mit einer gewissen Geschwindigkeit fortpflanzen und vermöge der Massenträgheit in kurzer Entfernung vom Stoßpunkte verschwinden, noch nicht genügend erforscht, so daß die Fähigkeit des Eisenbetons, Stoßdrücke zu verarbeiten, rechnerisch kaum verfolgt werden kann. Anderseits liegen auch keine Laboratoriumversuche über fortgesetzt stoßweise Belastung bewehrter Balken vor.

Somit bleibt nur die Möglichkeit, sich an Hand der bisher entwickelten Stoßtheorie ein Urteil über die Eignung der Eisenbetonschwelle zur Aufnahme von Stoßdrücken zu bilden, ohne genaue Rechnungsergebnisse zu erwarten. Hierzu sei auf die beiden bereits oben erwähnten wertvollen Abhandlungen von Dr. Saller hingewiesen, in denen allgemeine Gesichtspunkte für die Wahl der Anordnung dynamisch beanspruchter Bauteile entwickelt werden. Allerdings kommt es Saller darauf an, durch die Theorie des unelastischen Stoßes und der Schwingung unter bestimmten vereinfachenden Voraussetzungen ein Maß für die Vergrößerung der elastischen Formänderungen unter der Wirkung von Stoßkräften zu finden.

Dagegen dreht es sich beim Eisenbeton m. E. vorwiegend um die Frage, ob sich bei der Trägheit der spröden Masse die Stoßkräfte im Schwellenkörper derart verteilen können, daß sich die äußere Stoßarbeit in die innere Formänderungsarbeit der Durchbiegung des ganzen Systems anstatt in die innere Formänderungsarbeit der Zerstörung des Gefüges in nächster Nähe der Stoßstelle umzusetzen vermag. Man nimmt ja wohl an, daß die Stoßbeschleunigung mit der Geschwindigkeit stattfindet, die der Schall in dem betreffenden Baustoff besitzt, jedoch läßt sich nicht beurteilen, wie stark die Molekulararbeit an der Verarbeitung des Stoßes beteiligt ist, und welcher Teil der Kräfte sich in Wärme und Schall umsetzt.

Eine allgemeine rechnerische Formulierung der Fähigkeit des Eisenbetons zur Verarbeitung von Stoßdrücken vermeidet Saller mit der Begründung, daß der Beton das Hookesche Gesetz, die Vorbedingung für die Gültigkeit seiner Formeln, nicht befolge. Ein für

die Beurteilung hinreichender Vergleich erscheint aber doch insofern möglich, als bezüglich der Art, wie die Durchbiegung zustande kommt, nur erforderlich ist, daß sie die Bedingung $P = k \cdot y$ (verallgemeinertes Hookesches Gesetz) erfülle, d. h. daß die Durchbiegung der Last proportional sei. Und dies trifft ja innerhalb der zulässigen Spannungsgrenzen einigermaßen auch beim bewehrten Betonbalken zu. Das Kriterium für die Zähigkeit eines Baustoffes und mithin für dessen Eignung zur Aufnahme von Stoßdrücken vom Standpunkte des Aufwandes an Baustoffinhalt ist nach den Ableitungen Sallers der schon von Reuleaux aufgestellte Ausdruck $\frac{E}{\sigma^2}$, und zwar derart, daß zur elastischen Verarbeitung gleicher Stoßwirkungen um so weniger Baustoff erforderlich ist, je kleiner dieser Ausdruck wird. In gleicher Weise deutet vom Standpunkte des Aufwandes an Baustoffgewicht der Ausdruck $\frac{E \cdot \gamma}{\sigma^2} = \min$ an, daß der Baustoff sich bei gleichen Gewichten zur Aufnahme von Stoßdrücken um so mehr eignet, je kleiner der Wert dieser „Baustoffziffer" ist. Tabelle 4 versucht die drei maßgebenden Baustoffe in solch einen rechnerischen Vergleich zu setzen, der freilich keinen Anspruch auf große Genauigkeit machen kann, aber doch ein Bild davon gibt, wie gering die Eignung des Eisenbetons als Schwellenbaustoff zur Aufnahme von Stoßdrücken ist. Während sich die tatsächlichen Querschnittinhalte und Gewichte der

Tabelle 4. Baustoffziffern.

Baustoff		Holz	Eisen	Eisenbeton
E in kg/mm²		1200	20 000	1 400
σ kg/mm²	Druck	0,8	12	0,4
	Zug	1		0,2
γ		0,6	7,8	2,4
$\frac{E}{\sigma^2}$	Druck	1875	139	8 750
	Zug	1200		35 000
$\frac{E\gamma}{\sigma^2}$	Druck	1125	1085	21 000
	Zug	720		84 000

Holz- und Eisenschwelle annähernd wie die Inhalts- und Gewichtsziffern ihrer Baustoffe verhalten, könnte z. B. eine Eisenbetonschwelle, was die zulässige Zugbeanspruchung anbelangt, ohne Schaden nur ungefähr 2,5% der Stoßkraft aufnehmen, die für die Holzschwelle zulässig ist.

Abgesehen von der vorstehend verfolgten, nur als angenäherter Vergleich aufzufassenden Betrachtung liefert im übrigen die Anwendung der Stoßtheorie keine bemerkenswerten, insbesondere für die aus Eisenbeton hergestellten Schwellen typischen Faktoren, da eben nur dann einigermaßen auf Verläßlichkeit der dynamischen Berechnung gezählt werden kann, wenn die Stoßarbeit der äußeren Kräfte sich möglichst vollständig in elastische innere Formänderungsarbeit umsetzt, also keine Verluste durch bleibende Formänderungen und physikalische Erscheinungen auftreten.

Ganz allgemein müssen alle Ursachen, die die Stoßziffer zu erhöhen geeignet sind, beseitigt werden und verdienen in besonderem Maße beim Betonschwellenoberbau Beachtung. Dies geht sowohl aus den Ausführungen im Abschnitt IV (Erreichung der zulässigen Grenzspannungen schon im statischen Belastungszustande) wie aus den obigen Feststellungen über die Eignung des Baustoffes hervor. Es müssen also alle Höhenunterschiede der Schienenoberkante durch Walzfehler oder an den Stößen auf ein Mindestmaß beschränkt bleiben. Wagen mit abgeschliffenen Bremsrädern müssen aus dem Betriebe entfernt werden. Es dürfen nur Lokomotiven hoher Schwerpunktlage verwendet werden, bei denen die Einflüsse der bewegten Teile und deren Schwingungen möglichst ausgeglichen sind. Kurz, die Verwendung von Eisenbetonschwellen setzt eine sorgfältigere und somit kostspieligere Unterhaltung des Oberbaues und der Betriebsmittel voraus.

Sollen hier die Stoßhöhen zur Schonung der Schwellen möglichst klein gehalten werden, so geht auf der anderen Seite aus der Stoßformel hervor, daß zur Verminderung der stoßenden Wirkung die statische Durchbiegung der Ruhe nicht zu klein ausfallen darf. Eine gewisse elastische Nachgiebigkeit muß deshalb, da selbst bei neu verlegtem Gleise kleine, später im Betrieb sich ständig vergrößernde Stoßhöhen vorhanden sind, vom Oberbau unbedingt verlangt werden. Da jedoch wiederum bei einer zu großen Nachgiebigkeit die kleinen Unregelmäßigkeiten in der Höhenlage der S. O. unter der Einwirkung der Verkehrslasten zunehmen, so darf natürlich das Streben nach einem „federnden" Oberbau auch nicht zuweit führen. Dr.-Ing. Bloß, Dresden, kommt in seiner Schrift „Das Eisenbahngleis auf starrem Unterbau" zu dem Ergebnis, daß zu einer befriedigenden Verarbeitung der Stoßdrücke und zur Gewährleistung einer ruhigen Fahrt eine Schienendurchbiegung von mindestens 1,6 bis 2,4 mm erforderlich ist. Diesen Feststellungen seien hier die Ausführungen in einer Werbeschrift der Deutschen Asbestonwerke gegenübergestellt, durch die die Vorzüge der Eisenbetonschwelle gegenüber anderen Schwellenarten dargelegt werden sollen: „Die Asbestonschwelle kennzeichnet sich vermöge ihres erheblich größeren Gewichtes sowie durch ihr Material gegenüber den biegsamen Holz- und Eisenschwellen gewissermaßen als festes Bauwerk, das infolge seiner Festigkeit den Schienendruck ohne nachweisbare Durchbiegungen auf die Schwellenunterlage gleichmäßig überträgt. Infolge der hohen Festigkeiten bleiben die Stützhöhen der als kontinuierlicher Träger zu betrachtenden Schiene nahezu unverändert, wodurch die Durchbiegung der Schiene und die dadurch bedingten Stoßwirkungen gegenüber den anderen Schwellenarten auf ein Minimum beschränkt werden." Ähnliche Gedanken finden sich in einigen Aufsätzen von Zeitschriften über die Eisenbetonschwelle. Nichts kann jedoch für die Reisenden, die Fahrzeuge sowie den Oberbau selbst und in ganz besonderem Maße für die Eisenbetonschwelle nachteiliger sein, als wenn man den Oberbau als „festes Bauwerk" ausbildet. Oft genug hat man bei starren Anordnungen die Erfahrung gemacht, daß sich ein Teil der Stoßarbeit in Wärme und Schall umsetzte (unangenehm dröhnendes Geräusch, hartes Fahren), der größte Teil jedoch in Amboßwirkungen und Zerhämmerungen des Schienenkopfes (Riffelbildung) in Erscheinung trat. Tatsächlich geht doch das ganze Streben dahin, der Eisenbetonschwelle dieselbe Biegsamkeit wie der Holzschwelle zu verleihen, woher denn auch die im Abschnitt III festgestellte Tatsache zu erklären ist, daß eine gleichmäßigere Verteilung der Belastungen auf die Bettung bei der Eisenbetonschwelle gegenüber der Holz- oder Eisenschwelle nicht stattfindet. Eine elastische Durchbiegungsmöglichkeit von rd. 2 mm sollte nach dem bisher Gesagten auf alle Fälle gewahrt bleiben. Die Verlegung dieser Nachgiebigkeit allein in den Unterbau durch Wahl einer niedrigen Bettungsziffer verbietet sich nicht nur wegen des bereits erwähnten Verhaltens schlechter Bettung, sondern auch weil die Stoßverarbeitung in möglichster Nähe der Stoßstelle stattfinden soll.

In der letzteren Forderung kommt der Vorteil zum Ausdruck, der den sogenannten schweren Oberbauarten infolge ihrer Massenwirkung innewohnt. In der Stellung, die die Größe m in der Sallerschen Stoßzifferformel einnimmt, offenbart sich die Bedeutung, die der Ansammlung großer Massen in der Nähe des Stoßpunktes zukommt. Es wurde schon weiter oben darauf hingewiesen, daß die Art der Stoßverarbeitung im gestoßenen Körper nicht mathematisch verfolgt werden kann; nur soviel scheint festzustehen, daß sich die Stoßwirkungen, die sich vom Stoßpunkt aus konzentrisch mit großer Geschwindigkeit — Saller nimmt zur Vereinfachung die Stoßbeschleunigung unendlich an — fortpflanzen, durch die Massenträgheit verarbeiten, folglich um so rascher, je dichter die Masse. Insofern darf man wohl der schweren Eisenbetonschwelle den Vorzug geben, daß sie durch das tiefe Hinabreichen ihrer Masse die Bettung gegen unmittelbare Stoßwirkungen mehr schützt, als beispielsweise die Eisenschwelle.

Um so mehr ist sie jedoch selbst an ihrer Oberfläche den zerstörenden Kräften ausgesetzt, zumal wenn der Gleichmäßigkeit der elastischen Gleissenkungen nicht genug Beachtung geschenkt wird. Auch sonst sind außer den vorerwähnten keine vorteilhaften Äußerungen der Massenwirkung theoretisch festzustellen. Insbesondere entspricht es einer falschen Auffassung, wenn man annimmt, daß die Masse der Schiene und Schwellen vermöge ihrer Trägheit nicht genügend Zeit findet, um ebenso rasch nachzugeben, wie es der Schnelligkeit der darüberhineilenden Verkehrslasten entspräche, daß also hierdurch sich auch die Fallhöhen verkleinern und somit ein gleichmäßig sanftes Fahren erzielt wird. In der oben angezogenen Werbeschrift der Deutschen Asbestonwerke kommt dieser Gedanke wiederholt zum Ausdruck; es heißt da u. a.: „Übrigens wird dieses größere Schwellengewicht für die angestrebte Erhöhung der Fahrgeschwindigkeit geradezu zur Notwendigkeit." Es ist klar, daß bei mangelnder Zeit zur Ausbildung der statischen Durchbiegung infolge der Schnelligkeit des Lastauftretens eine um so heftigere Schlagwirkung an der Berührungsstelle zu erwarten wäre. Auch würde sich, wenn zur Ausbildung der Schienenwelle die nötige Zeit fehlte, der Schienendruck auf weniger Schwellen verteilen als bei langsamerer Fahrt oder leichterem Oberbau, wiederum nicht zum Vorteil der Einzelschwelle. Ganz abgesehen davon ist es sehr unwahrscheinlich, daß die Massenbeschleunigung im schweren Oberbau den heutigen und in Zukunft zu erwartenden Zuggeschwindigkeiten etwa nicht folgen könne. Von den verschiedenen Beobachtungen, die bisher am Gleis im Betrieb angestellt worden sind, lassen nur vereinzelte auf eine Abnahme der Schwellensenkungen mit wachsender Zuggeschwindigkeit schließen. Auch in dieser Frage können die eingehenden Berechnungen Dr. Sallers („Einfluß bewegter Last . . ."), bei denen im Gegensatz zu den Untersuchungen über Stoßwertziffern die in Schwingung versetzte Masse berücksichtigt ist, einen Anhalt für die theoretische Beurteilung geben. So findet sich dort eine Gleichung, die die größte Durchbiegung des Schienenstranges

in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit der Verkehrslast zeigt und aus der Durchbiegungsgleichung von Zimmermann unter der vereinfachenden Voraussetzung abgeleitet ist, daß an die Stelle der sich über den Träger bewegenden Kraft eine ruhende Kraft von entsprechend wechselnder Größe tritt. Nach dieser Gleichung lassen sich für verschiedene Geschwindigkeiten die Durchbiegungen berechnen. Es ergeben sich für verschiedene v in cm/Sek. die in Tabelle 5 zusammengestellten und in Abb. 6 zeichnerisch dargestellten Durchbiegungen. Zum Vergleich mit der Massenwirkung des schweren Eisenbeton-

Tabelle 5.
Durchbiegung in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit.

v cm/Sek.	V km/Std.	y cm			Zu- u. Abnahme in %		
		Haarmann	Asbeston	$m=2$	Haarmann	Asbeston	$m=2$
0	0	0,1698	0,203	0,203	—	—	—
1 000	36	0,1713	0,204	0,210	+ 1	+ 0,5	+ 3
2 000	72	0,1708	0,207	0,208	+ 0,3	+ 2	+ 3
3 000	108	0,1764	0,214	0,224	+ 4	+ 5	+ 11
5 000	180	0,1886	0,225	0,253	+ 11	+ 11	+ 25
10 000	360	0,2136	0,234	0,167	+ 26	+ 15	— 18
100 000	3600	0,0067	0,0041	0,0024	— 96	— 98	— 99

oberbaues sind noch die Ergebnisse einer von Saller selbst als Beispiel am Haarmannschen Starkstoß vorgenommenen Ausrechnung für $P = 10\,000$ kg beigegeben (in der Kurventafel als „leichter Oberbau" bezeichnet). Der merkwürdige Verlauf der Kurven am Anfang spielt hier keine Rolle (siehe Saller, S. 8, Fußnote). Maßgebend für die Entscheidung der hier aufgeworfenen Frage ist zunächst die Feststellung, daß innerhalb der heute üblichen Fahrgeschwindigkeiten die Masse keine Abnahme, sondern eine, wenn auch kleine Zunahme der Senkungen bewirkt, und zwar eine um so schnellere, je schwerer der Oberbau bezw. die Schwelle ist. Der letztere Umstand ist natürlich für die Praxis von ungleich größerer Bedeutung als die Tatsache, daß bei phantastischen Geschwindigkeiten die Durchbiegungen infolge Zeitmangels unter die statischen sinken. Zwar ist an dem Verlauf der Kurven, deren Scheitel mit zunehmender Masse immer mehr nach den vielleicht einmal erreichbaren Geschwindigkeiten hinrückt, ein starker Einfluß der Massenbeschleunigung festzustellen. Jedoch läßt die gestrichelte Kurve, die nach denselben Voraussetzungen wie die schraffierte, aber mit dem gewaltigen Schwellengewicht von je einer halben Tonne ($m = 2$) errechnet ist, und trotzdem erst bei $V = 300$ km/Std. keine Vergrößerung der Durchbiegung mehr zeigt, die praktische Belanglosigkeit dieses Einflusses erkennen. Eine Bestätigung finden die vorstehenden theoretischen Ergebnisse auch in den meisten bisherigen Beobachtungen von Wasiutynski, Flamache und anderen, die ein Anwachsen der Schwellensenkung mit steigender Geschwindigkeit feststellten. Es muß also betont werden, daß das große Gewicht der Eisenbetonschwelle in der hier erörterten Auswirkung als nachteilig zu bezeichnen ist.

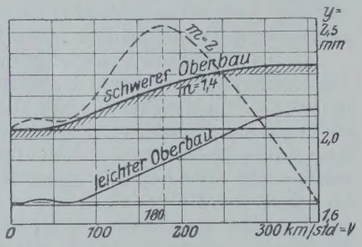


Abb. 6. Abhängigkeit der Durchbiegung von der Fahrgeschwindigkeit.

Viel wichtiger und folgenschwerer als die Beziehungen zwischen Zuggeschwindigkeit und Schienendurchbiegung scheint für die schlagempfindliche Eisenbetonschwelle ein anderer Vorgang zu sein, der in den bisher erwähnten Schriften über Stoßbeanspruchungen nur nebensächliche Beachtung gefunden hat. Es ist dies das sogenannte „Wogen" des Schienenstranges beim Überfahren der Züge, ein Aufsteigen der nicht bezw. noch nicht unter dem Druck der Verkehrslasten befindlichen Oberbauteile über die Ruhelage hinaus, ein Vorgang, der insbesondere vor der ersten und hinter der letzten Zugachse deutlich zu beobachten ist.

Bei starrer Verbindung zwischen Schiene und Schwelle wird dabei letztere zunächst von der Bettung abgehoben; es treten in Schwellenmitte unten und an den Schienenstützpunkten oben Zugspannungen entsprechend dem Eigengewichte der Schwelle auf; fast im gleichen Augenblick stößt die Schwelle heftig auf die Bettung nieder, und die Spannungen ändern sich sehr schnell in gegenteiligem Sinne, wodurch bedeutende dynamische Beanspruchungen hervorgerufen werden. Außerdem hat die plötzlich einsetzende Auflagerreaktion eine Schlagwirkung zwischen Schiene und Schwelle zur Folge. Diese tritt natürlich um so heftiger in Erscheinung, je lockerer die Verbindung zwischen Schiene und Schwelle ist, und führt infolge der kleinen Auflagerfläche viel schneller zur Zerstörung des Schwellenmaterials als die Schlagwirkung zwischen Schwellenunterfläche und Schotter. Tatsächlich sind auch bei vielen Eisenbetonschwellen im Betriebe die ersten Anbrüche von den Schienenauflagern ausgehend festgestellt worden. So zeigten sich bei einem großen Teil der Schwellen, die von den ungarischen Staatsbahnen im Jahre 1911 ausprobiert wurden, als erste Beschädigungen Oberflächenrisse, die von den Ecken der Schienenunterlagsplatten ausgingen; ebenso berichtet die italienische Verwaltung über die Ergebnisse ihrer Versuche in den Jahren 1907 bis 1913, daß „einer der stärksten Schäden, die die Schwellen aufwiesen, der starke Zerfall in der Nähe der Schienenauflager war". Kräutle teilt im „Organ" 1921 (Heft 1) bei einer Besprechung der Ergebnisse von Versuchen mit Asbestonschwellen auf der württembergischen Staatsbahn mit, daß nach zwei Jahren alle Schwellen außer Querrissen in der Mitte solche bei den Schwellenschrauben zeigten; ähnlich lautet ein Bericht Sallers über das Verhalten von Versuchsschwellen in Schweden (Organ 1921, S. 169). Zweifellos spielten bei diesen Beschädigungen nicht nur die oben besprochenen, von Ungleichmäßigkeiten der Fahrbahn und Fahrzeuge herrührenden Stoßwirkungen eine Rolle, sondern auch eben dieses Aufsteigen und Hinschlagen der Schiene auf die Schwelle bezw. beider auf die Bettung. In der Sallerschen Stoßformel, die lediglich auf eine Berechnung der elastischen Formänderungen des ganzen Systems unter den dynamischen Wirkungen abzielen, ist es gleichgültig, ob die Stoßhöhen h frei durchfallen oder zwangweise durchlaufen werden. Der Umstand jedoch, daß die Stoßverarbeitung in hervorragendem Maße in unmittelbarer Nähe der Stoßstelle stattfindet, läßt die Bedeutung erkennen, die darin liegt, daß beim aufsteigenden „Wogen" der Schiene samt der Schwelle solche Stoßstellen 1. zwischen Rad und Schiene, 2. zwischen Schiene und Schwelle und 3. zwischen Schwelle und Bettung auftreten, während demgegenüber beim Liegenbleiben des Oberbaues die vom Schienenkopf sich ausbreitenden Stoßwirkungen lediglich ein verstärktes Durchschwingen der ganzen Konstruktion zur Folge haben, ohne daß die inneren Spannungen der Schwelle einem jähen Wechsel zwischen Druck und Zug unterworfen werden.

Es ist deshalb wohl gerechtfertigt, wenn man im Hinblick auf eine wirtschaftliche Verwendung des schlagempfindlichen Betons im Querschwellenoberbau Verhältnisse anstrebt, die ein Abheben der Schiene von der Schwelle und der Schwelle von der Bettung zu verhindern geeignet sind. Dafür ist erforderlich: 1. eine Verbindung zwischen Schiene und Schwelle, die keine Spielräume zuläßt, 2. ein solches Gewicht des Oberbaues, daß das Aufbiegen der Schiene schlimmstenfalls eine völlige Entlastung der Schwelle und des Schotters, nicht aber ein Abheben der Schwelle zur Folge hat. Von dem ersten Punkte wird weiter unten die Rede sein. Der zweiten Forderung gegenüber bedeutet das große Gewicht der Eisenbetonschwelle einen unverkennbaren Vorteil. Die Frage ist nur die, ob das Gewicht der schwersten zurzeit hergestellten Betonschwelle hinreicht, um die abhebende Vor- und Nachwirkung so großer Raddrücke wie 10 000 kg zu verhindern. In Anbetracht der im vorhergehenden betonten Wichtigkeit dieser Frage lohnt es sich, etwas näher darauf einzugehen.

Hierfür möge einmal ohne Benutzung der Zimmermannschen Tabellen, die für die in Rede stehenden Abhebungen nur angenähert richtige Werte enthalten (siehe dort S. 21 u. 128), ein von Dr.-Ing. Barkhausen im „Organ" 1922, Heft 4 vorgeschlagenes Berechnungsverfahren nach Clapeyron herangezogen werden. Barkhausen rechnet in seiner Veröffentlichung selbst zwei Beispiele vor, vernachlässigt jedoch ebenso wie Zimmermann das Eigengewicht der Schiene und Schwelle, die schon in unbelastetem Ruhezustande kleine Auflagerdrücke und Einsenkungen verursachen, ein Umstand, der unbedingt berücksichtigt werden muß, da die aufsteigende Welle ohnehin eine sehr kleine Höhe hat und hierdurch sehr wohl gar kein Abheben der Schwelle, sondern nur ein Entlasten von ihrem beständigen Auflagerdruck (bis zu $A = 0$) hervorrufen kann. Es soll nun für die beiden Bettungsziffern $C = 8$ und $C = 3$ dasjenige Verhältnis zwischen Radlast und Schwellengewicht ermittelt werden, bei dem ein Abheben der Schwelle von der Bettung eben noch vermieden wird.

Da die von Barkhausen aufgestellte Gleichung an sich schon ziemlich umständlich ist, werden folgende vereinfachende Annahmen gemacht: 1. Ein 9 m langer Schienenstoß wird in der Mitte von einer Einzellast (Rad) belastet, 2. die Schwellen haben durchweg die gleiche Teilung von 75 cm, 3. die Laschenverbindungen an den Enden des Stoßes sind mangelhaft, so daß hier die Stützmomente gleich Null gesetzt werden können, 4. das Gewicht der Schienenbefestigungsmittel (Nägel, Tirefonds, Unterlagsplatten) wird nicht berücksichtigt. Die Schwellen sollen eine Länge von 270 cm, eine Breite von 25 cm besitzen und auf gleiche Entfernung beiderseits des Schienenlagers unterstopft sein; ihr Gewicht ist 250 kg, das Gewicht der Schiene 0,438 kg/cm oder rd. 33 kg für 1 Schwelle. Für die Wiedergabe des ausführlichen Berechnungsganges ist hier nicht der Raum. Tabelle 6

bringt als Ergebnis die Schwellendrücke und Einsenkungen für eine Radlast von 10 t bei einer Bettungsziffer $C = 8$, während die beigefügte graphische Darstellung (Abb. 7) die entsprechende Biegelinie in stark

Tabelle 6.
A und y für $C = 8$, $P = 10\,000$ kg

Schwelle Nr.	A kg	y in cm
0	138,3	0,006
1	112,8	0,005
2	1,8	0,0001
3	(— 20,2)	Hebung
4	327	0,014
5	2718	0,113
6	4818	0,201

Tabelle 7.
Verhältnisse $P:s$ für $C = 8$.

Schwellengew. s = kg	Zuläss. Raddruck P kg	Verhältnis $P:s$
50	3266	65,4
100	4715	47,2
150	6175	41,2
200	7500	37,5
250	8884	35,5

verzerrtem Maßstabe veranschaulicht. Die negative Größe des Auflagerdruckes A_3 ist in Klammern gesetzt, weil er nicht ganz der Wirklichkeit entspricht. Eigentlich müßte das Gewicht dieser Schwelle als Last in der Mitte einer 150 cm weiten Trägeröffnung eingesetzt und hiermit die Rechnung von neuem durchgeführt werden. Da es hier jedoch nicht darauf ankommt, festzustellen, aus welcher Höhe die Schwelle auf die Bettung herabgedrückt wird, sondern darauf, diesen Vorgang überhaupt zu verhindern, so genügt es, jene Grenzfälle aufzusuchen, bei denen gerade eine vollkommene Entlastung der Schwelle eintritt, d. h. der Auflagerdruck = 0 wird. Für das der vorstehenden Berechnung zugrunde gelegte Schwellengewicht $s = 250$ kg ergibt sich bei einer Radlast $P = 8000$ kg der Auflagerdruck der

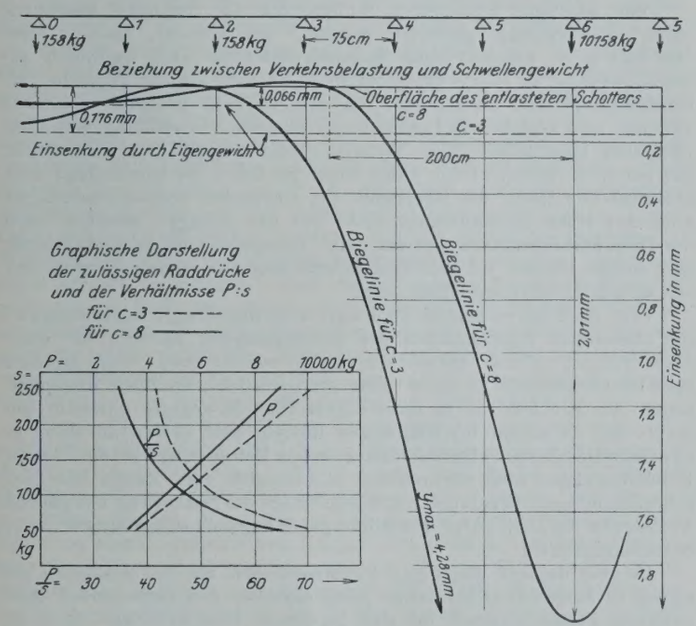


Abb. 7.

3. Schwelle $= +16$ kg, bei $P = 9000$ kg rechnerisch ein solcher von $-2{,}1$ kg; A_3 wird also zu 0 bei $P = 8884$ kg, was einem Verhältnis $\frac{P}{s} = 35{,}5$ entspricht. Dieses Verhältnis ändert sich mit abnehmendem Schwellengewicht nach der in der Abbildung dargestellten Kurve, bei der sich auch eine zeichnerische Darstellung der zu jedem vorkommenden Schwellengewichte gehörenden zulässigen Raddrücke befindet (vergl. Tabelle 7). Es wäre nicht ohne Interesse, eine derartige Untersuchung auf verschiedene Schienenprofile, Schwellenteilungen und Laststellungen auszudehnen. Hier soll sie nur als Hinweis dienen, da es Zweck dieser Abhandlung ist, alle Merkmale und Vorgänge am Eisenbahnoberbau zusammenzufassen, auf die man bei einer Eignungsprüfung bewehrter Betonschwellen seine Aufmerksamkeit richten muß. Es folgt deshalb hier nur noch kurz das Ergebnis der Berechnung für die Bettungsziffer $C = 3$ (Tabelle 8 u. 9). Auch diese Ergebnisse sind zeichnerisch aufgetragen. Wiederum, wie bei der Untersuchung der Bettungsdruckverteilung, sprechen sie zugunsten einer wenig widerstandsfähigen Sandbettung, wie sie von den Asbestonwerken, von Geh. Baurat Höfer (Köln. Zeitung 1921 Nr. 531, Verkehrstechn. Woche 1921 Nr. 39, Zeitung d. Vereins dtsch. Eisenbahnverw. 1921 Nr. 38) u. a. („Zement" 1922 Nr. 18) für den Betonschwellenoberbau empfohlen wird. Doch ist weiter oben schon auf die Gefahr bleibender Formänderungen hingewiesen worden, der nach den Erwägungen über die dynamischen Wirkungen besondere Bedeutung zukommt. Auch ist zu bedenken, daß in der vorstehenden statischen Berechnung die dynamischen Wirkungen noch nicht berücksichtigt sind. Die Raddrücke, die nach Tabelle 7 und 9 bei den verschiedenen Schwellengewichten mit Rücksicht auf die aufsteigende Schienenwelle

Tabelle 8.
A und y für $C = 3$.

Schwelle Nr.	A kg	y in cm
0	121	0,013
1	29	0,003
2	2	0,0002
3	241	0,027
4	1078	0,120
5	2626	0,292
6	3858	0,428

Tabelle 9.
Verhältnisse $P:s$ für $C = 3$.

Schwellengew. s in kg	Zuläss. Raddruck P kg	Verhältnis $P:s$
50	3 612	72,2
100	5 312	53,1
150	6 825	45,5
200	8 500	42,5
250	10 125	40,6

noch zugelassen werden können, müssen also noch durch einen Stoßkoeffizienten — 1,5 bis 2,5; im Mittel 2 — dividiert werden. Wenn auch das Verfahren infolge der vorgenommenen Vereinfachungen Ungenauigkeiten enthält, wenn auch die Schwellenteilung, das Schienenprofil und das Gewicht der Befestigungsmittel von Einfluß sind, so gibt doch das Ergebnis, das selbst für schwerste Eisenbetonschwellen nicht mehr als etwa 5 t Raddruck zuläßt, zu der Auffassung Berechtigung, daß auch im Hinblick auf den Vorgang des „Wogens" eine Verwendung von Eisenbetonschwellen in Hauptbahnstrecken vorläufig nicht empfehlenswert sei.

VI.

Bei solch einer kritischen Betrachtung der u. U. folgenschweren Wirkungen der Schienenbewegung auf die Lebenskraft einer Eisenbetonschwelle ergibt sich von selbst die Notwendigkeit, jenem Problem etwas näherzutreten, dessen unvollkommener Lösung eine ganze Reihe von Systemen in erster Linie ihre praktische Unbrauchbarkeit zu verdanken hatten. Es ist dies die Frage nach einer den Anforderungen einer gleichmäßig und hinreichend elastischen Beweglichkeit der Schiene sowie den geringen elastischen Eigenschaften des Betonmaterials in gleicher Weise Rechnung tragenden Lagerung und Befestigung der Schiene, die alle Vorzüge einer guten Stoßübertragung einfacher Konstruktion, leichter Auswechselbarkeit und bequemer Spurerweiterung in sich vereinigt. Wenn es schon bei dem bisher gebräuchlichen Schwellenmaterial bis heute nicht gelungen ist, eine wirklich ideale, allen in Betracht kommenden Umständen entsprechende Lösung zu finden, so läßt sich der Optimismus, mit dem in letzter Zeit einige Vorkämpfer der Eisenbeton- (insbesondere der Asbeston-) Schwelle das Problem der Schienenbefestigung im Beton als gelöst bezeichnen, kaum rechtfertigen. Des Eisenbahningenieurs harren gewiß noch jahrelange, mit Ausdauer und System zu verfolgende praktische Versuche im Betriebsgleis, bis man auch hier einen befriedigenden Modus gefunden haben wird.

Es ist für das hier behandelte Thema nicht erforderlich, die einzelnen Entwicklungsstadien dieser Frage zu verfolgen und die verschiedenen Versuche einer Lösung zu besprechen, vielmehr genügt es, die Möglichkeiten der Schienenbefestigung nur insoweit einer kritischen Betrachtung zu unterziehen, als dies der Zusammenhang mit den vorhergehenden Ausführungen über die Wechselbeziehungen zwischen Verkehrslasten, Schienenbewegung und Schwellenbeanspruchung verlangt.

Sieht man zunächst einmal von der eigentlichen Festhaltung der Schiene ab und wendet sein Augenmerk der Auflagerung zu, so läßt der Umstand, daß in jedem Falle, also auch bei lückenloser Verankerung zwischen Schienenfuß und Schwellenoberfläche, Stoßkräfte wirksam werden, und daß die Stoßverarbeitung in unmittelbarer Nähe des Stoßpunktes am stärksten stattfindet, die Unzweckmäßigkeit einer unmittelbaren Auflagerung des Schienenfußes auf dem Beton ohne weiteres erkennen. Schon im statischen Belastungszustande würden infolge der kleinen Auflagerfläche große Druckspannungen auftreten. Tatsächlich findet sich auch bei den allerwenigsten Schwellentypen eine solche Anordnung. Das vollständige Fehlen einer druckverteilenden Unterlagsplatte kann man nur bei einem Teil der italienischen Schwellen von 1906 beobachten, was eine starke Abnutzung der Lager und Neigungsänderungen der Schiene zur Folge hatte. Die bei den praktischen Versuchen mit den ersten Asbestonschwellen vorgenommene unmittelbare Befestigung der Schiene auf dem Asbestoneinsatz kann nicht hierhergezählt werden, da, genau genommen, der aus Asbeston bestehende Teil der Schwelle selbst gewissermaßen als Polster aufzufassen ist.

Bei allen anderen Bauarten ist zwischen Schiene und Schwelle irgend eine Zwischenlage eingeschaltet, sei es nur, um die Lagerfläche zu vergrößern, und so den spezifischen Druck zu verteilen, oder sei es, um gleichzeitig die Stöße der Fahrzeuge abzuschwächen.

Den ersteren Zweck einer Druckverteilung verfolgen die eisernen Unterlagsplatten, die sich bisher beim Holzschwellenoberbau allgemeiner Beliebtheit erfreut und nun in mannigfacher Ausbildung auch auf Betonschwellen ausgedehnte Verwendung gefunden haben. Eine elastische Kompression kommt hier in Wegfall, und was die elastische Durchbiegung solcher mitunter nicht besonders dicken Platten anbelangt, so ist diese naturgemäß von den elastischen Eigenschaften des darunter befindlichen Materials abhängig, kann also auf Beton als auf einem starren Fundament nicht zur Geltung kommen. Um diesem Mangel abzuhelfen, wurde schon vor Jahren vorgeschlagen, eine am Schienenauflager unterhöhlte, also federnde Platte beiderseits im Beton einzuspannen (D.R.P. 177344). Eine praktische Erprobung der Konstruktion, die zweifellos infolge der Schwingungen ein Ausbröckeln des Betons an den Einspannstellen verursachen würde, ist bis jetzt nicht bekanntgeworden. Die meisten eisernen Unterlagsplatten liegen einfach als Fundamentverbreiterung dicht auf dem Beton und den darin eingebetteten Befestigungsteilen auf, oder werden schon bei der Herstellung der Schwellen mit dem Beton verbunden; sie wirken infolge ihrer geringen Höhe nicht besonders stoßverarbeitend.

Als die ersten Asbestonschwellen der Firma Wolle in Leipzig auftauchten, schien es zunächst, als ob den elastischen Bewegungen der Eisenplatten (unter Umständen auch der Durchbiegung bei geringer Dicke) wieder mehr Ausbildungsmöglichkeit ähnlich wie bei der Holzschwelle zurückgegeben sei. Das Verhalten der Asbestonmasse im Betriebe zeigte aber, daß die Nachgiebigkeit mehr mit bleibenden als mit elastischen Formänderungen verbunden war, daß also die Knetbarkeit der Masse gegenüber der reinen Elastizität überwog. Die Folge war ein allmähliches Einfressen der Schienen und Unterlagsplatten in die Asbestonkissen, dessen Tiefe bis zu 7 mm gemessen wurde. Verfasser hat auf einer Probestrecke der Karlsruher Straßenbahn beobachtet, daß sich infolge ungleicher Höhenlage der Schwelle (verschieden starke Nachgiebigkeit des Untergrundes?) die Schienenunterlagsplatten an einigen Stellen bis zu ihrer vollen Dicke in das Asbestonpolster eingesenkt haben. Manchmal kamen noch Fehler in der Zusammensetzung, der Zubereitung sowie der Art des Einbringens hinzu, die die Asbestonpolster von vornherein mürbe und widerstandsunfähig machten; Stoß- und Schlagwirkungen führten dann meist sehr bald zu einer fortschreitenden Zerstörung der Oberfläche, wie sie z. B. bei den Versuchsschwellen in Schweden festgestellt wurden (Saller, Organ 1921). Solche Mißerfolge hatten zur Folge, daß man später von der vollkommenen Auflagerung der Platten auf einem Asbestonpolster abkam und sich neuerdings mit dem Einbringen einzelner Asbestondübel begnügt, die zur Aufnahme der Schwellenschraube dienen. Damit hat aber die Asbestonerfindung wieder einen Teil ihrer Anziehungskraft — wenigstens soweit die Lagerung der Schiene in Frage kommt — eingebüßt, denn nach dieser Lösung können alle Nachteile, die mit einer solch harten Lagerung verbunden sind, wieder zur Geltung kommen.

Es fehlt auch nicht an Versuchen, durch Verbesserungen an der Eisenplatte selbst die zerstörenden Wirkungen abzuschwächen. Eine gewisse Abhilfe bringt die von verschiedenen Fachmännern vorgeschlagene gewölbte Bearbeitung der Plattenoberfläche, die eine stets zentrische Belastung der Schwelle bewirken soll. Die Bedeutung dieser Zentrierung liegt vor allem darin, das an Stelle der starken und schnell wechselnden Kantenpressungen, die in hohem Maße die am Schienenauflager häufig beobachteten Rissebildungen begünstigen, eine mehr gleichmäßig verteilte geringe Pressung eintritt. In diesem Falle ist die Schwelle nicht mehr vollkommen starr, sondern gelenkartig mit der Schiene verbunden und infolgedessen auch nicht gezwungen, außer den Schienensenkungen noch deren Neigungsänderungen mitzumachen und so eine pendelnde Bewegung auszuführen; Schwellenunterfläche und Bettung werden dadurch in gleicher Weise geschont. Versuche, die die ungarische Staatsbahn seit 1916 an 30 Bruckner-Schwellen mit gewölbten Unterlagsplatten vornahm, zeitigten ein recht zufriedenstellendes Ergebnis, so daß auch bei der 1922 beschlossenen Herstellung von einigen tausend Versuchsschwellen solche Platten Verwendung fanden. Nicht so einfach gestaltet sich hierbei mit Rücksicht auf die Stoßwirkungen die Schienenbefestigung, wovon weiter unten die Rede sein wird. Jedenfalls ist auch bei zentrischer Belastung der Beton der Gefahr des Zerberstens durch Schlagwirkung nicht entrückt.

Um ihr zu begegnen, haben verschiedene Ingenieure und Bahnverwaltungen ihre Zuflucht zum hölzernen Auflager genommen, sei es in Form von quadratförmigen, in die Schwelle eingelassenen Holzblöcken oder sei es als dicken, auf der Oberfläche der Schwelle befestigten Platten. Der Gedanke, auf diese Weise die elastische Zusammendrückbarkeit der Holzschwelle, die im Mittel auf etwa 0,25 mm angesetzt werden darf (Dr. Bloß: Das Gleis auf starrem Unterbau, S. 51), auch der Eisenbetonschwelle zugute kommen zu lassen, hat manches für sich. Auch wirken solche Zwischenlagen in hohem Maße stoßverarbeitend und sind zweifellos geeignet, den Beton vor unmittelbaren Angriffen zu schützen. Anderseits ist zu bedenken, daß die Rissebildung, die im schwindenden Holze zur heißen Sommerzeit auftritt, um so leichter zum Zerbrechen der Holzunterlagen führt, je schmäler diese sind, ganz abgesehen von den übrigen zersetzenden Wirkungen der Witterung. Unter einer für die Unterhaltung ziemlich kostspieligen Verwendung ausgesucht gleichmäßiger, gesunder Hölzer leidet wiederum die Elastizität, da gerade die gleichmäßigsten Hölzer auch die festesten zu sein pflegen und somit zur Aufnahme von Stoßdrücken weniger geeignet sind.

Ein hinreichend elastisches Material, dem jede Sprödigkeit auch bei hoher Temperatur abgeht, glaubt man verschiedentlich im Filz gefunden zu haben, der, stark gepreßt und zum Schutze gegen die zerstörenden Einflüsse der Witterung und des Ungeziefers mit neutralen Erdölfetten getränkt, bei einigen Schwellentypen Verwendung gefunden hat. Überblickt man die Erfahrungen der letzten Jahrzehnte mit Filzplatten, die früher als schalldämpfende Zwischenlagen auf Brücken oft angewendet wurden, so kann man in ihnen noch nicht das geeignete Mittel zu einer dauernd elastischen Lagerung der Schiene erblicken. Größtenteils stellten sich im Betriebe bald starke Zusammendrückungen und Wulstbildungen an den Rändern ein; nach sechsjährigem Betriebe war die Elastizität meist verlorengegangen, so daß die Platten ihren Zweck, das Geräusch zu mildern und die Stöße zu dämpfen, nicht mehr erfüllen.

Unter den zahlreichen und verschiedenartigen Betonschwellen, die auf den Linien der Pennsylvaniabahn schon verlegt wurden, befand sich auch ein System, bei dem als elastisches Schienenlager Platten aus gepreßtem Kork verwendet wurden. Über das Verhalten dieser Platten ist nichts weiter bekanntgeworden, doch läßt der Umstand, daß die Schwellen bereits nach zwei Jahren zerstört waren, darauf schließen, daß eine stoßmildernde Wirkung nicht stattgefunden hat.

Von sonstigen künstlichen Stoffen, die als elastische Zwischenlagen in Vorschlag gebracht wurden, wie Gummi, Leder, Teerfabrikate u. a., scheint beim Betonschwellenbau kein Gebrauch gemacht worden zu sein. Vielleicht lohnt es sich, einmal Versuche mit Chromlederplatten anzustellen, die seit 1901 in größerer Zahl auf Brücken und Weichen in Preußen und Sachsen Verwendung gefunden und sich hinsichtlich ihrer Witterungsbeständigkeit und Elastizität gut gehalten haben. Doch spielt auch bei ihnen die Kostenfrage eine erschwerende Rolle, wie überhaupt die elastischen Schienenunterlagen aller Art einen Mehraufwand nicht nur der Anlage-, sondern auch der Unterhaltungskosten verursachen. Demgegenüber fällt der Anteil, den solche Platten an der Stoßverarbeitung übernehmen, nach den seitherigen Erfahrungen bald weg.

Und doch ist es gerade die Dauer und unbedingte Zuverlässigkeit der elastischen Eigenschaften des Schienenlagers, auf die bei einer Eisenbetonschwelle der größte Wert gelegt werden muß. Wird nämlich eine Unterlagsplatte in kurzer Zeit plattgedrückt, so führt der Spielraum, der der Schiene in ihrer senkrechten Bewegung nunmehr gewährt ist, zu einem fortwährenden Rütteln und Zerren an ihren in den Schwellenkörper eingreifenden eisernen Befestigungsmitteln. Solche Erschütterungen aber verursachen allmähliche, vom Rande her fortschreitende Ausbröckelungen und schließlich die Lockerung des ganzen Verbundes, die noch durch Rostbildungen infolge eindringenden Wassers beschleunigt wird.

Es sind deshalb diejenigen Konstruktionen als am wenigsten geeignet zu betrachten, bei denen jeder einzelne den Schienenfuß festhaltende Befestigungsteil für sich im Beton verankert ist. So sinnreich auch bei den verschiedenen damit ausgerüsteten Betonschwellen die Befestigungsweise der Schrauben und Bolzen in den einbetonierten Stahlhülsen ausgebildet ist, so wenig Erfolg darf man sich doch von einer derartigen Anordnung versprechen, da die Hülsen auch einzeln den vom Schienenfuß ausgeübten seitlichen Kräften widerstehen müssen. Außerdem bedingt die Spurerweiterung die Herstellung verschiedener Schwellensorten für die Verwendung in Kurven.

Zahlreich sind deshalb jene Systeme, bei denen die eisernen Einzelteile eines Schienenlagers zu einer Einheit miteinander verbunden sind. Hier nimmt dann ein einbetonierter starrer Auflagerstuhl alle Befestigungsteile auf und verteilt somit die Kräfte auf eine größere Angriffsfläche. Einen derartigen Stuhl in Form eines rechteckigen Rahmens enthielt schon die erste historische Schwelle von Monier, die in der Art, wie durch wagerecht liegende Ringe der Druck vom Stuhl auf den umgebenden Beton verteilt wurde, gegenüber den späteren Bauarten einbetonierter Lagerstühle als vorbildlich bezeichnet werden muß. Wenn bei der Hinchmannschwelle die Möglichkeit einer leichten und raschen Auswechslung der Befestigungsteile angestrebt wird, und wenn die bayerische Schwelle von Dyckerhoff & Widmann Spurerweiterungen mittels Spurplättchen genau wie bei der Eisenschwelle ermöglicht, so steht dem der Nachteil gegenüber, daß sich in den Hohlräumen des Lagerstuhles das Regenwasser ansammelt.

Es bedarf wohl keiner besonderen Betonung, daß jeder Versuch, die dynamisch beanspruchten Befestigungsteile von einer unmittelbaren

Berührung mit dem Beton fernzuhalten und ihnen trotzdem einen sicheren Halt zu geben, ernstliche Beachtung verdient. Naheliegenderweise ist es auch hier wie bei der Auflagerung der Schiene das Holz, das bei den meisten Schwellentypen die Rolle eines elastischen, stoßverarbeitenden Zwischengliedes in Form von eingelassenen Dübeln spielt. Die amerikanischen Schwellen von Hikey, Wolf und Jagger, die französischen Ost- und Kleinbahntypen von Hennebique, die schon mehrfach besprochene Maciachinischwelle sowie die Bauart Bruckner in Ungarn sind mit hölzernen Einsätzen versehen, die teils als einfache Parallelepipedons oder Zylinder erscheinen, teils gegen das Herausziehen nach oben verjüngt oder als förmliche Schrauben ausgebildet sind. Gemeinsam ist all diesen Dübeln neben ihren elastischen Eigenschaften der Vorteil, daß in ihnen dieselben Schienennägel und Tirefonds wie bei den Holzschwellen Verwendung finden können, und daß alle Möglichkeiten der Spurerweiterung gegeben sind. Man könnte geneigt sein, in dieser den allmählichen Übergang vom Holzschwellenzum Eisenbetonschwellenoberbau sehr erleichternden Befestigungsart das ideale Mittel zur Entlastung des Betons von unmittelbaren Stoßdrücken zu erkennen, doch geben verschiedene Umstände zu Bedenken Anlaß, die zum großen Teil in den Erfahrungen der Praxis begründet sind.

Zunächst kann sich der schädigende Einfluß der Witterung, der anerkannt größten Feindin des Holzes, in ganz besonderem Maße auswirken, da sich die eindringende Feuchtigkeit in dem rings eingeschlossenen Holzstück staut und nicht so rasch verdunstet wie in einer frei liegenden Holzschwelle. Dies beschleunigt nicht nur den Zersetzungsvorgang des Holzdübels, sondern auch der eisernen Schraube. Dazu kommt noch, daß die sehr ungleiche Dehnungsziffer von Holz und Beton bei großer Trockenheit eine gefährliche Lockerung des Einsatzes herbeiführen kann, während das Quellen des Holzes bei feuchter Witterung eine Sprengwirkung auf den umgebenden Beton auslöst. Zwar berichtet die ungarische Staatsbahnregie über ihre hierauf sich beziehenden Erfahrungen, daß eine Sprengwirkung der durchtränkten Dübel auf den Beton nirgends beobachtet werden konnte. Anderseits jedoch mußte die italienische Verwaltung bei einem großen Teil ihrer Versuchsschwellen 1907 bis 1913 die Wahrnehmung machen, daß der starke Zerfall des Betons in der Nähe der Schienenauflager von einer Lockerung der Holzblöcke innerhalb ihrer Bettung herrührte. Eine derartige Beweglichkeit wurde als besonders gefährlich festgestellt, weil sie ein Aufschlagen der Platten auf die Schwellen zuläßt. Auch stellte sich im Laufe der Zeit die Notwendigkeit heraus, der sprengenden Wirkung des Holzes durch schraubenförmige Umwickelung und Querbügel Einhalt zu gebieten. Daß die italienische Staatsbahndirektion trotzdem bis heute an dieser Art der Befestigung mittels Holzdübel festgehalten hat, ist ein Beweis dafür, daß sich grundsätzlich die Anwendung eines elastischen Zwischengliedes gegenüber der unmittelbaren Einbetonierung bewährt hat. Der schwer zu beseitigende Mangel liegt lediglich an der Verbindung zwischen Holz und Beton.

Einen für die Zukunft des Betonschwellenbaues vielleicht entscheidenden Fortschritt zur Lösung dieser Schwierigkeit brachte die Erfindung des Asbestons. Wenn diese aus Asbest und Zement bestehende Masse tatsächlich alle Eigenschaften besitzt, die ihr zugeschrieben werden, d. h. wenn sie sich einerseits mit dem umgebenden Beton zu einem einheitlichen Körper monolithisch verbindet, anderseits die Schienennägel und Schrauben in gleicher Weise wie das Holz aufzunehmen imstande ist und zudem die Elastizität des Holzes mit der Witterungsbeständigkeit des Betons in sich vereinigt, so darf sie als ideales Verbindungsmittel zwischen den Eisenteilen der Schienenbefestigung und dem Beton betrachtet werden.

Bezüglich der monolithischen Verbindung zwischen Asbeston und Beton lautet das Urteil der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Dresden, wo die Asbestonschwellen der Firma Wolle (Leipzig) im Jahre 1913 verschiedenen Versuchen unterzogen wurden, ziemlich günstig. Die Schwellen sollen sich als einheitliches Ganzes erwiesen haben, und eine Trennung zwischen Beton und Asbeston soll nur bei unmittelbarer Beanspruchung der Übergangsstelle stattgefunden haben. Nun treten ja gerade unter den Schienenauflagern schon im statischen Belastungszustande durch Biegungsmomente erhebliche Beanspruchungen auf, die sich durch die dynamischen Einflüsse noch verstärken. Daß die Übergangsstelle vom Asbeston, der früher auf eine Länge von ungefähr 33 cm den ganzen Querschnitt ausfüllte, in Wirklichkeit doch eine Schwächung des letzteren bedeutete, geht daraus hervor, daß man in der Folgezeit unter ständiger Verkleinerung des „Kissens“ allmählich zu einzelnen Asbestondübeln für jede Schraube überging. Diese Maßnahme entsprang nicht allein aus der Kostenfrage, sondern verfolgte auch den Zweck, die Berührungsfläche zwischen beiden Stoffen möglichst zu vergrößern, um den Verbund zu stärken. Da dieser Verbund chemischer Natur sein muß, um monolithisch zu wirken, ist die Art der Zusammensetzung, Zubereitung und Einbringung sehr wesentlich. Die Versuche in dieser Hinsicht sind noch nicht als abgeschlossen zu bezeichnen; vielmehr wird eine noch viel eingehendere Untersuchung des Asbestonmörtels und eine Normalisierung seiner Herstellung notwendig sein.

Über die Haftfestigkeit der Schwellenschrauben, die wie bei Holzschwellen in vorgebohrte Löcher im Asbeston eingedreht werden, äußerte sich das Prüfungszeugnis der Dresdener Versuchsanstalt, daß die „Versuche über den Widerstand gegen Herausziehen der Schrauben so starkes Haften ergeben, daß die Lockerung der Schrauben nur bei Überanstrengung und unter Zersprengung der Schwelle möglich ist“. Diese Beurteilung, die sich auf eine beim Versuch angewendete Zugkraft von über 13 000 kg gründet, dürfte wohl in ihrer Form übertrieben günstig sein. Spätere Versuche ergaben Haftfestigkeiten von 5500 kg im Durchschnitt, also eine Kraft, die etwa derjenigen in einer guten Eichenschwelle (5200 kg) gleichkommt (Kiefernschwelle etwa 2000 kg). Man hielt deshalb die Befestigung der Schiene durch zwei einander gegenüberliegende Schwellenschrauben für ausreichend, was eine Ersparnis gegenüber der üblichen Anordnung dreier Schrauben bedeuten würde. Bei Verwendung gewölbter Unterlagsplatten wäre eine solche Befestigung der zentrischen Lagerung wegen wünschenswert. Die Erfahrungen mit dieser Vereinfachung haben allerdings die Erwartungen noch nicht bestätigt, denn man ist später wieder zur Befestigung durch drei Schrauben zurückgekehrt und hört heute nichts mehr von diesen Vorschlägen.

Offen bleibt auch noch die Frage, ob die starke Haftfestigkeit auch auf die Dauer unter den Erschütterungen des Betriebes in dem Maße bestehen bleibt, wie es bei der Eichenschwelle der Fall ist; überzeugende Beweise hierfür sind noch nicht vorhanden, wohl aber hat sich manchmal das Gegenteil herausgestellt (Schweden, wo die Schwellenschrauben bereits nach zwei Jahren ihren Halt verloren). Man neigt deshalb verschiedentlich der Ansicht zu, daß eine regelrechte Verankerung und Spurerweiterung durch Spurplättchen der Befestigung durch Schwellenschrauben vorzuziehen sei. Es ist eben die Frage der richtigen Befestigungsweise trotz des großen Fortschrittes, den die Erfindung des Asbestons gebracht hat, dem Versuchsstadium noch nicht entrückt. Denn durch die Versuche ist noch nicht einwandfrei erwiesen, daß die auf völlig anderer Grundlage entworfenen und erprobten Schienenbefestigungsmittel auch auf den Oberbau mit Eisenbetonschwellen ohne weiteres übertragbar sind.

Die Bedenken gegen die Dauerhaftigkeit der Schraubenbefestigung in Asbestondübeln beziehen sich vorwiegend auf die elastischen Eigenschaften des Materials. Es ist bedauerlich, daß sich die bekanntgewordenen Laboratoriumversuche nicht eingehender mit der Elastizität des Asbestons befaßt haben; denn nur bei elastischen Formänderungen, denen gegenüber die bleibenden nahezu verschwinden, darf man von einer „Pufferwirkung“ der Asbestondübel reden. Wohl hat man bei Probekörpern aus Asbeston Druckfestigkeiten von etwa 250 kg/cm² im Mittel nach einem Monat festgestellt, doch haben noch keine Versuche mittels Rüttelmaschinen ergeben, daß die Masse bei dauernder Erschütterung eingelassener Schwellenschrauben nicht allmählich zerbröckelt. Es bleibt auch hier auf dem Gebiete dynamischer Versuche noch sehr viel zu tun.

VII.

Daß Asbeston gegenüber Witterungseinflüssen ebenso unempfindlich ist wie Kiesbeton, läßt sich nach den zurückliegenden Erfahrungen ebenfalls nicht mit Gewißheit behaupten. Die chemische Zusammensetzung sowie eine gewisse Weichheit und Porosität, die mit der Bohrfähigkeit des Materials verbunden ist, lassen immerhin die Vermutung zu, daß eine völlige Sicherheit gegen chemische Angriffe nicht vorhanden ist. Doch es liegt Grund zu der Annahme vor, daß solche Einflüsse erst dann betriebsgefährlich werden können, wenn der Asbeston ohnehin schon durch die dynamischen Wirkungen der Verkehrslasten rissig geworden ist und dadurch dem Wasser Gelegenheit gegeben hat, sich im Innern der Masse festzusetzen. Jedenfalls sind Klagen darüber noch nicht laut geworden.

Das letztere läßt sich allgemein von der Eisenbetonschwelle als solcher sagen, deren unbedingte, allem anderen Schwellenmaterial überlegene Witterungsbeständigkeit unbestreitbar ist. Mit Recht weist Dr.-Ing. Petry (Bauingenieur 1923, S. 5) darauf hin, daß sich in der ganzen seitherigen Beobachtungszeit kein einziger Fall feststellen ließ, in dem aufgetretene Mängel ausschließlich auf die Wirkung der Zeit zurückgeführt werden konnten. Mit der Einführung des Betons im Eisenbahnoberbau würden den Bahnverwaltungen manche Sorgen genommen, die ihnen die heimlichen Feinde der Holz- und Eisenschwellen bereiten, da dem Beton weder Fäulnis noch Rost, weder Feuer noch Insekten etwas anhaben können. Es ist klar, daß bei Verhältnissen, die unbedingt einen Ersatz für Holz- und Eisenschwellen wegen allzu starker klimatischer Einflüsse erfordern, selbst die Kostenfrage und andere nachteilige Umstände in den Hintergrund treten. Bekanntlich wird das Holz auf manchen Linien in den Tropen ein Raub der Fäulnis oder der Termiten; in Indien soll im Bereich der salzbeladenen Winde und unter dem Einfluß des zwischen Kälte in den Morgenstunden und großer Hitze am Mittag schwankenden

Klimas das Eisen teilweise stark angegriffen werden (Verkehrstechn. Woche 1914, S. 602/3). Demgegenüber haben sich die Eisenbetonschwellen der französischen Bahnlinien in der heißen Zone, was Materialbeständigkeit anbelangt, sehr gut gehalten; auch der Kaiserliche Gouverneur von Togo hebt in einem Schreiben an die Deutsche Asbestongesellschaft vom Juli 1914 den vorzüglichen Zustand der eingebauten Asbestonschwellen hervor. In Tunneln und besonders in Gruben wäre der Beton als Schwellenmaterial der Feuchtigkeit wegen willkommen. Eine Anzahl Asbestonschwellen, die 1914 in einer durch das abtropfende Wasser frisch gewaschener Kohlen ständig nassen Schachtanlage der Bergwerks-A.-G. Konsolidation in Gelsenkirchen verlegt worden waren, zeigten nach einem Bericht der Gesellschaft (1920) ein zufriedenstellendes Verhalten. Besonders günstige Aufnahme hat deshalb auch stets der Gedanke gefunden, Eisenbetonschwellen in schlecht entwässerten Rasengleisen von Straßen- und Lokalbahnen zu verwenden; nach den vorhergehenden Ausführungen ist dieser Gedanke nur zu unterstützen, da auch vom statischen und dynamischen Gesichtspunkte aus gegen die Betonschwelle im Kleinbahnbetrieb nichts einzuwenden ist. Um so mehr muß beim Hauptbahnoberbau darauf hingewiesen werden, daß die Witterungsbeständigkeit des Betons selbstverständlich nur so weit verlängernd auf die Lebensdauer einwirken kann, als keine Beschädigungen durch den Betrieb eintreten. Von einer „nahezu unbegrenzten Lebensdauer", wie sie verschiedentlich der Eisenbetonschwelle nachgerühmt wird, kann trotz ihrer Unabhängigkeit von atmosphärischen Einflüssen nicht die Rede sein. Es wurde schon im Abschnitt über das statische Verhalten der Schwelle hervorgehoben, daß selbst kleine Risse, die dem Wasser Zutritt zu den Eiseneinlagen verschaffen, den Zerstörungsvorgang einleiten.

VIII.

Es bliebe nun noch ein kurzes Wort zu sagen über andere, nicht von den Verkehrslasten herrührende Beanspruchungen, die der Eisenbetonschwelle unter Umständen gefährlich werden können. Gemeint sind damit verschiedene Vorkommnisse, auf die bei den üblichen Holz- und Eisenschwellen gar nicht geachtet zu werden braucht, wie z. B. das Hinwerfen der Schwelle beim Abladen, das Aufschlagen von Eisenbahnschienen beim Gleislegen, das Bearbeiten mit kantigen Eisenstangen bei der Regulierung usw. Wie bei der Herstellung, so muß die Eisenbetonschwelle auch beim Transport und Verlegen als „Vorsichtsware" behandelt werden. Von der Unversehrtheit ihrer Oberfläche hängt in nicht geringem Maße ihre Lebensdauer ab. Zumal das Unterstopfen der fertig verlegten Schwellen erfordert erhöhte Aufmerksamkeit und korrektes Arbeiten. Bei Holzschwellen findet man oft die unteren Kanten durch die Stopfhacke rund abgearbeitet, was die Lage der Schwelle verschlechtert. Es entspricht wohl einer Verwechslung von Ursache und Wirkung, wenn man behauptet, die Eisenbetonschwelle sei demgegenüber der Verletzung der Kanten nicht ausgesetzt, weil diese „durch die darunterliegenden Eiseneinlagen fast völlig geschützt" seien (Organ 1915, S. 256). Viel eher steht zu befürchten, daß die Eiseneinlagen durch die Stopfhacken oder Gleisstopfmaschinen bloßgelegt und so dem Rost ausgesetzt werden. Daß die besondere Sorgfalt, die dieserhalb notwendig ist, einen Mehraufwand an Anlagekosten verursacht, läßt sich wie bei allen betrieblichen Anlagen dann verantworten, wenn eine entsprechend lange Bewährung im Betriebe zu erwarten steht. Daß dies bei der Eisenbetonschwelle zutreffe, darf zumindest für den Vollbahnbetrieb nicht behauptet werden.

IX.

Schon eingangs dieser Abhandlung wurde zum Ausdruck gebracht, daß die wirtschaftliche Bewertung einer Neuerung, die wie die Eisenbetonschwelle als Bestandteil einer Verkehrseinrichtung jahrelang gebrauchsfähig sein soll, erst dann möglich ist, wenn an den jährlichen Kostenersparnissen die Zweckmäßigkeit des gewählten Stoffes, oder im Gegenteil die Unzweckmäßigkeit an den sich jährlich steigernden Ausgaben erkannt wird. Diese Erkenntnis kann dazu führen, daß selbst ein unverhältnismäßig hoher Beschaffungspreis einer allgemeinen Einführung der Neuerung keine Schranken setzt. Solange jedoch noch kein entscheidendes Urteil über die Wirtschaftlichkeit der Sache abgegeben werden kann, gibt der Kaufpreis schon für die versuchsweise Verwendung in kleinerem Umfange sehr oft den Ausschlag.

Während sich früher eine Reihe von amerikanischen Schwellentypen, insbesondere solche, die eine Wiederverwendung gebrauchter Eisenbahnschienen und anderer Profileisen ermöglichten, im Kaufpreise verhältnismäßig niedrig stellten (4 bis 7 Mk.), wurden für die in den letzten Vorkriegsjahren in Europa am meisten ausprobierten Eisenbetonschwellen wesentlich höhere Beschaffungspreise bezahlt (Maciachini-Italien 9 bis 10 Mk., Bruckner-Ungarn 9 bis 10 Mk., Wolle-Deutschland etwa 9 Mk., Sarda-Frankreich 8 bis 9 Mk.). Damals kostete eine durchtränkte tannene Schwelle 5,30 Mk., eine eichene 6,30 Mk. und eine eiserne 8,20 Mk. Infolge dieser Preisunterschiede und des blühenden Standes der inländischen Eisenindustrie bestand bei den meisten deutschen Eisenbahndirektionen begreiflicherweise wenig Neigung, größere Bahnstrecken, sei es auch nur probeweise, mit Eisenbetonschwellen zu belegen. Nicht nur der Fabrikationspreis erschien zu hoch, sondern die schwierige Verlegungsarbeit infolge des großen Gewichts der Eisenbetonschwellen bedingte auch eine Erhöhung der Anlagekosten um etwa ein Drittel (so beim Einbau der Wolleschen Probeasbestonschwellen bei Potschappel und Leisnig im Jahre 1913). Während des Krieges verschoben sich die Beschaffungsverhältnisse durch den ungeheuren Holz- und Eisenverbrauch des Feldheeres ein wenig zugunsten der Eisenbetonschwelle, eine Entwicklung, die sich aus den in der Einführung erwähnten Gründen nach dem Zusammenbruch fortsetzte. Bis vor kurzem war angesichts der unaufhörlichen und ungleichmäßigen Geldentwertung jede gesunde Kalkulation unmöglich. Auch heute haben sich trotz der inzwischen erreichten Stabilisierung der Währung die wirtschaftlichen Verhältnisse noch nicht so weit beruhigt, daß sich über die Anlagekosten des Oberbaues auf Holz-, Eisen- und Eisenbetonschwellen genauere Vergleichsberechnungen aufstellen lassen. Immerhin kann man daran, daß zurzeit eine Querschwelle aus Holz 9,60 R.-M., aus Eisenbeton (Asbeston) etwa 13 R.-M. und aus Eisen 14 R.-M. kostet, eine Zunahme der Wettbewerbsfähigkeit der Asbestonschwelle gegenüber der Eisenschwelle erkennen.

Es muß im Zusammenhange mit diesen Kostenangaben darauf hingewiesen werden, daß es sich bei der Asbestonschwelle um die stark verkürzte Bauart handelt, deren Längenmaß von 2,20 m im Hinblick auf die Verteilung und Größe des Bettungsdruckes sowie auf die Beanspruchung des Materials nicht haltbar ist. Es waren wohl auch vorwiegend wirtschaftliche Gesichtspunkte, die zur Wahl der kurzen Schwelle führten. Man hofft nämlich, auf Hauptbahnstrecken mit 2 m^3 Schotter für 1 lfd. m Gleis auszukommen, während für den Oberbau mit Eisenschwellen 3,5 m^3 erforderlich sind. Bei Neubauten von doppelgleisigen Strecken sollen ferner etwa 1,2 m Kronenbreite des Bahndammes erspart werden, wodurch sowohl die Grunderwerbskosten als auch die Ausgaben für Bodenauftrag oder -abtrag wesentlich geringer würden (Höfer in Nr. 539 der Köln. Ztg. 1921). Doch ist der dabei angenommene Überstand der Schotterkrone um 10 cm über das Schwellenende für eine Schwellenhöhe von 20 cm viel zu gering. Die erhofften Ersparnisse sind also übertrieben und fallen ganz weg, wenn die unzweckmäßige Länge von 2,20 m nicht beibehalten wird.

Ganz unberechenbar ist nun nach dem Überblick, den das Verhalten der bisher verlegten Probeschwellen gewährt, derjenige Faktor, der für die Wirtschaftlichkeit entscheidend ist, nämlich die Lebensdauer. Daß diese nicht „nahezu unbegrenzt" sein kann, wie die Asbestonwerke versichern, geht aus dem bisherigen Verhalten der Probeschwellen zur Genüge hervor. Die Unterschiede sind derart groß, daß sich kaum feststellen läßt, mit welcher durchschnittlichen Lebensdauer gerechnet werden darf. Die italienische Staatsbahn berichtet über ihre Versuchsreihe 1907 bis 1913: .... Die Ergebnisse waren nicht völlig befriedigend, namentlich auf den mit großer Geschwindigkeit befahrenen Hauptstrecken, und nach einer bestimmten Anzahl von Jahren, die je nach den Linien verschieden war, aber stets hinter der erwarteten Lebensdauer zurückblieb, mußte ein großer Teil der Schwellen aus der Strecke entfernt werden. Neuere, seit 1920 benutzte Schwellen haben sich bis jetzt gut gehalten. Von den 1909 probeweise verlegten ungarischen Bruckner-Schwellen waren 1920 noch 82 % in betriebsfähigem Zustande, was auf eine gute Dauerhaftigkeit dieser Bauart schließen läßt. Über das Verhalten der Versuchsschwellen von 1911 ist bereits weiter oben einiges erwähnt; bis 1920 mußten 74 % der Stoßschwellen und 33,3 % der laufenden Schwellen ausgewechselt werden. Eine Anzahl Schwellen mit zentrischer Belastung und Holzzwischenlage, die 1916 in die ungarische Versuchsstrecke eingebaut wurde, soll sich bewährt haben.

Für die Dauerhaftigkeit der ersten deutschen Asbestonschwellen ist zunächst einmal die Tatsache bezeichnend, daß die sächsische Staatsbahn im Jahre 1920 infolge des Ergebnisses der Versuche mit 1000 Schwellen im Jahre 1913 bei Potschappel und Leisnig die weitere Beschaffung von Eisenbetonschwellen System Wolle eingestellt hat. Von den Schwellen mußte innerhalb sieben Jahren etwa ein Drittel ausgebaut werden, ein weiteres Drittel befand sich in beschädigtem Zustande. Noch schlechter verhielt es sich mit der Liegedauer von Versuchsschwellen in Württemberg, wo von 104 Stück bereits nach vier Jahren 41 beseitigt werden mußten, während der Rest stark beschädigt war (Kräutle im „Organ" 1921, Nr. 1).

Wesentlich günstiger lauten die Urteile über die Dauerhaftigkeit der in Straßen-, Kleinbahn- und Anschlußgleisen verwendeten Asbestonschwellen, nicht zum wenigsten auch deshalb, weil dieselben Mängel, die bei Hauptbahnen ein Auswechseln der Schwellen erforderlich machen (Auftreten größerer Risse, Einpressen der Unterlagsplatten in die Asbestonpolster), hier nicht so sehr als betriebsgefährlich und verkehrsstörend empfunden werden. Auch treten solche wegen der

langsameren Fahrt und der geringeren Verkehrslasten erst nach erheblich längerer Liegedauer auf. Die Lebensdauer der Holz- und Eisenschwellen schwankt zwischen weiten Grenzen und ist nicht gut zu verallgemeinern. Nach Rölls Enzyklopädie des gesamten Eisenbahnwesens hat die Holzschwelle in stark befahrenen Hauptbahngleisen eine erste durchschnittliche Liegedauer von 15 Jahren, ist aber nach Auswechslung in weniger belasteten Nebengleisen noch weitere 10 und mehr Jahre verwendungsfähig. Die eisernen Querschwellen, insbesondere diejenigen des verstärkten badischen Oberbaues, können erfahrungsgemäß bis zu 35 Jahre im Gleis liegen, bis sie infolge Verschleißes und des Rostes zum alten Eisen geworfen werden müssen. Es ist nach den vorausgegangenen Feststellungen kaum zu niedrig gegriffen, wenn man die Lebensdauer der deutschen Asbestonschwellen auf höchstens 15 Jahre bemißt, zumal da ein Umbau in schwach befahrene Nebengleise ihres großen Gewichtes wegen und mit Rücksicht auf die bereits begonnene Zerstörung kaum vorgenommen werden dürfte.

Dazu kommt als weiterer Nachteil, daß der Altwert der beschädigten und aus dem Gleis entfernten Eisenbetonschwelle mangels einer geeigneten anderweitigen Verwendung gleich Null ist, während die alte Eisenschwelle noch etwa die Hälfte bis drei Viertel ihres Neuwertes besitzt, und die ausgediente Holzschwelle mit ungefähr $^1/_7$ ihres ursprünglichen Wertes bezahlt wird. Es mag vielleicht nicht ohne Interesse sein, einmal an Hand des jährlichen Aufwandes an Verzinsung des Anlagekapitals und an Rücklagen für die Erneuerung unter Berücksichtigung der Preisgestaltung vor und nach dem Kriege festzustellen, welche Lebensdauer von der Asbestonschwelle verlangt werden muß, um ihre Wettbewerbsfähigkeit gegenüber der Holz- und Eisenschwelle anzuerkennen. Aus den bereits erwähnten Gründen der noch nicht überwundenen Wirtschaftskrise kann eine solche Berechnung nur angenäherte Vergleiche bringen, zumal da auch die Ausdauer der schon seit vielen Jahren beobachteten Holz- und Eisenschwellen bekanntermaßen sehr verschieden groß ist. In diesem Sinne sind die Zusammenstellungen der folgenden Tabellen 10 bis 13 aufzufassen.

Aus diesen geht zunächst einmal hervor, daß der Oberbau auf Asbestonschwellen bei der angenommenen Lebensdauer hinsichtlich der Beschaffungskosten auch heute noch nahezu die doppelten jährlichen Aufwendungen an Zinsen und Rücklagen wie die anderen Oberbauarten verursacht; die Zunahme der Wettbewerbsfähigkeit gegenüber den Vorkriegsverhältnissen ist sehr gering. Wenn die jährlichen Kosten des Asbestonschwellenoberbaues diejenigen der übrigen Bauarten nicht übersteigen sollen, so müßte die Asbestonschwelle eine Lebensdauer von $43^1/_2$ (1914) bezw. 41 (1924) Jahren besitzen, also noch wesentlich dauerhafter sein als die besten Eisenschwellen.

Tabelle 10. Oberbau auf Eisenschwellen.

12-Meter-Stoß	1914 zus. Mk.	1924 zus. R.-M.
17 Schwellen je 70 kg	139,40	238,00
68 Klemmplatten	8,16	14,28
68 Klemmplattenschrauben	8,16	14,28
68 Spurplättchen	6,80	9,52
Summe der Beschaffungskosten	162,52	276,88
Kosten für 1 km	13 530	23 007
Verzinsung mit 4 %	541,20	920,28
Altwert 17 Schwellen 10 % Abnutzung 63 kg	64,26	47,20
Erneuerungskosten	98,26	228,89
Kosten für 1 km	8 190	19 074
Rücklage für 35 Jahre 4 %	110,50	257,40

Tabelle 11. Oberbau auf Holzschwellen.

12-Meter-Stoß	1914 zus. Mk.	1924 zus. R.-M.
17 Schwellen	107,00	163,20
4 Hakenplatten	4,60	7,00
30 Keilplatten	27,00	39,00
102 Schraubennägel	12,24	21,42
Summe der Beschaffungskosten	150,84	230,62
Kosten für 1 km	12 570	19 218
Verzinsung mit 4 %	502,80	768,72
Altwert 17 Schw. je 0,0972 m³	14,05	14,05
Erneuerungskosten	136,79	216,57
Kosten für 1 km	11 390	18 047
Rücklage für 25 Jahre 4 %	273,20	433,12

Tabelle 12. Oberbau auf Asbestonschwellen.

12-Meter-Stoß	1914 zus. Mk.	1924 zus. R.-M.
17 Schwellen je 230 kg	153,00	221,00
4 Hakenplatten	4,60	7,00
30 Keilplatten	27,00	39,00
102 Schraubennägel	12,24	21,42
Summe der Beschaffungskosten	196,84	288,42
Kosten für 1 km	16 390	24 035
Verzinsung mit 4 %	655,60	961,40
Altwert 17 Schwellen	—	—
Erneuerungskosten	169,84	288,42
Kosten für 1 km	16 390	24 035
Rücklage für 15 Jahre 4 %	816,22	1 196,94

Tabelle 13. Vergleichskosten für 1 Jahr und 1 km.

	Oberbauarten					
	Eisen		Holz		Asbeston	
	1914	1924	1914	1924	1914	1924
Zinsen	541,20	920,28	502,80	768,72	655,60	961,40
Rücklagen	110,50	257,40	273,20	433,12	816,22	1196,94
Jährl. Aufwand	651,70	1177,68	776,00	1201,84	1471,82	2158,34
Mehraufwand f. d. Asbestonschw. gegenüb. Eisenschw.					125 %	85 %
Mehraufwand f. d. Asbestonschw. gegenüb. Holzschw.					90 %	80 %

Angeblich können die Mehrausgaben zum Teil wieder aufgewogen werden durch eine Verringerung der Unterhaltungsarbeiten, die die Schwere des Eisenbetonoberbaues, insbesondere dessen Widerstand gegen seitliche Verschiebung erhoffen läßt. Man ist auch hier mehr auf allgemeine Erwägungen angewiesen, da die ziffernmäßige Feststellung der Unterhaltungskosten nur bei Betriebsstrecken von erheblicher Länge möglich ist. Die bis jetzt liegenden Versuchsstrecken genügen wohl für eine Beurteilung der Betriebssicherheit, für die Ermittlung der Betrieskosten sind sie aber nicht ausreichend. Nur der erfahrene, im Betriebe aufgewachsene Eisenbahner wird sich hierüber schon in den ersten Jahren ein Urteil erlauben dürfen.

Es ist klar, daß die Regelung der Höhenlage des Gleises, die bei Holz- und Eisenschwellen vorwiegend durch das Stopfen bewirkt wird, bei Anwendung desselben Verfahrens auf den Betonschwellenoberbau kostspieliger ausfallen muß, weil das Anheben der drei- bis viermal so schweren Schwellen mehr Arbeit erfordert. Oft müssen nicht nur die zu tief liegenden Schwellen angehoben werden, weil zur Erzielung einer gleichmäßig elastischen Lagerung häufig auch die Bettungsteile unter den richtig liegenden Schwellen einer Auflockerung und Wiederbefestigung bedürfen. Je tiefer der Oberbau eingebettet und je gröber die Bettung ist, desto höher stellen sich die einmaligen Kosten dieses Regulierungsverfahrens, würden also bei der Asbestonschwelle mit ihrer Höhe von 20 cm nicht unbeträchtlich ausfallen.

Ein Vorschlag des Geh. Baurat Wambsganß (Organ 1915, Heft 15; Technik und Wirtschaft 1916, Heft 3; Glasers Annalen, Bd. 79, Nr. 149) geht nun dahin, auf einfachere und billigere Art die Höhenregelung des Gleises dadurch vorzunehmen, daß man zwischen Unterlagsplatte und Schwelle eine Zwischenplatte von Filz oder Holz, Asbest u. dergl. einschiebt, in der Stärke, wie die Schwelle das Bettungsmaterial heruntergepreßt hat. Es ist wohl glaubhaft, daß nach einer ersten rechtzeitigen Regelung der Höhenlage (insbesondere bei den Stoßschwellen) mittels Zwischenplatten die Notwendigkeit der Höhenregelung des Gleises weniger häufig eintreten, also weniger Kosten verursachen wird, als bei dem üblichen Unterhaltungsverfahren das Stopfen der Schwelle. Die Schätzung der Unterhaltungskosten des Gleises nach dem vorgeschlagenen Verfahren zu einem Viertel der Kosten der üblichen Stopfweise bei Holz- und Eisenschwellen (Glasers Annalen Bd. 71, Nr. 941) scheint jedenfalls viel zu günstig. Man müßte es auch hier auf eine längere Versuchszeit ankommen lassen, bevor man sich über die Tatsache und den Umfang der erstrebten Ersparnisse Rechenschaft ablegen kann.

Es verhält sich damit ähnlich wie mit der Möglichkeit einer Verbilligung der Schwellenbeschaffung durch Errichtung einer weitverzweigten Betonschwellenindustrie, die die Eisenbeton- bezw. die Asbestonschwellen nicht in wenigen großen Werken herstellt und von da zum Versand bringt, sondern jeweils am Verwendungsorte selbst mit geschulten Arbeitskräften die Herstellung vornimmt.

Man kann noch weiter gehen und die Möglichkeit ins Auge fassen, daß die Bahnverwaltungen die Herstellung in eigener Regie vornehmen, wie dies bei den ungarischen Staatsbahnen heute schon der Fall ist. Der Hauptbestandteil der Eisenbetonschwelle, der Kiessand, wird fast

bei jedem Bahnbau gewonnen oder steht doch andernfalls in der Nähe der Bahn zur Verfügung, so daß größere Transporte der Schwellen möglichst eingeschränkt werden können. Es liegt auf der Hand, daß durch eine Umgestaltung der Herstellungsweise die Kosten gegenüber dem Bau und Versand fertiger Schwellen von einzelnen größeren Werken aus erheblich vermindert werden könnten. Jede Bahnverwaltung ist dann in der Lage, die Kosten für die erforderlichen Schwellen unter Berücksichtigung der jeweiligen örtlichen Verhältnisse überschlägig zu berechnen. Die Möglichkeit, sich auf solche Weise trotz des nach dem Kriege zutage getretenen mangelhaften Angebotes an inländischen Holzschwellen vom Auslande unabhängig zu machen, wäre ebenso willkommen, wie der Umstand, daß beim Ersatz der Eisenschwellen durch Betonschwellen eine beträchtliche Menge Metall der Industrie erhalten bleibt.

Alle diese Vorteile und alle Maßnahmen, die eine Normalisierung der Herstellungsweise, eine Verbilligung der Herstellungskosten und eine Verminderung der Unterhaltungsarbeiten zum Ziele haben, sind jedoch so lange von keiner praktischen Bedeutung, als die Brauchbarkeit der Eisenbetonschwelle bei allen Bahngattungen, insbesondere im Hauptbahnbetriebe, noch nicht erwiesen ist. Und dies ist, wie aus den einzelnen Abschnitten der vorliegenden Abhandlung hervorgeht, weder vom rein theoretischen Standpunkte aus der Fall, noch geben die bisher vorgenommenen, noch durchaus unzureichenden Versuche Veranlassung, die Eisenbetonschwelle als der hölzernen und eisernen Querschwelle gleichwertig oder gar überlegen zu betrachten. Zweck dieser Zeilen war es, durch kritische Betrachtung aller Umstände für und wider festzustellen,

1. ob und in welchem Umfange diese wichtige Neuerung heute schon zur Einführung empfohlen werden darf, und
2. welche Aufgaben der Zukunft bis zur vollständigen Lösung des Problems noch vorbehalten sind.

Das Ergebnis der Behandlung dieser Fragen läßt sich kurz in folgenden Punkten zusammenfassen:

1. Eine Schwellenlänge von 2,20 m ist auch bei Verwendung von Eisenbeton zu gering; dieser Nachteil kann nicht durch teilweise Unterstopfung beseitigt werden.
2. Die Verteilung des Bettungsdruckes ist nicht günstiger als bei den üblichen Holz- und Eisenschwellen.
3. Mangelhafte Bettung oder das vollständige Weglassen einer Bettung ist auch bei Verwendung von schweren Eisenbetonschwellen im Hauptbahnbetriebe unzulässig.
4. Im Zustande statischer Belastung durch die größten Raddrücke der Hauptbahnen sind alle bis jetzt konstruierten Eisenbetonschwellen der Gefahr von Zugrissen ausgesetzt.
5. Die Eisenbetonschwelle besitzt nur einen sehr kleinen Bruchteil der Eignung der Holzschwelle zur elastischen Verarbeitung von Stoßkräften.
6. Mit Rücksicht auf die notwendige Schonung der Schwellen, Schienen und Verkehrsmittel darf auch der Betonschwellenoberbau nicht als starres Bauwerk ausgebildet sein, sondern muß eine mäßige Schienendurchbiegung ermöglichen.
7. Die „Massenwirkung“ besteht bei der Eisenbetonschwelle in einer für die Bettung vorteilhaften Stoßabschwächung an der Schwellenunterseite und in einer für die Schwellenoberfläche nachteiligen Konzentration der Stoßverarbeitung am Schienenauflager.
8. Das große Gewicht des Eisenbetonoberbaues verursacht innerhalb der heute üblichen Geschwindigkeiten keine Verringerung, sondern eine Vergrößerung der Schienendurchbiegung.
9. Das für den Beton besonders schädliche Abheben der Schwellen von der Bettung („Wogen“) wird selbst bei Verwendung der schwersten zurzeit gebauten Eisenbetonschwellen nur im Nebenbahnbetriebe mit größten Radlasten von 5 t vermieden.
10. Die Lagerung und Befestigung der Schiene auf der Betonschwelle soll elastischer Natur sein, darf jedoch einer freien Bewegung keinen Spielraum lassen; der einbetonierte „Auflagerstuhl“ ist der getrennten Verankerung einzelner Schrauben oder Kloben vorzuziehen.
11. Die völlige Witterungsbeständigkeit des Betons kann infolge vorzeitiger Zerstörung der Schwellen durch den Betrieb selten zur Geltung kommen.
12. Die Eisenbetonschwelle ist auch nach der heutigen Preisgestaltung gegenüber den Holz- und Eisenschwellen noch nicht wettbewerbsfähig, sie müßte denn eine Lebensdauer von mehr als 40 Jahren besitzen.

Diese kurze Zusammenstellung besagt nun einerseits, daß der Verwendungsbereich der Eisenbetonschwelle in ihren heutigen Ausführungsformen auf Grund theoretischer Untersuchung ihrer statischen und dynamischen Widerstandsfähigkeit, ihrer Einwirkung auf Bettung, Schiene und Verkehrsmittel sowie auf Grund der bisherigen Beobachtungsergebnisse vorläufig auf das Gebiet der Neben-, Klein- und Straßenbahnen beschränkt ist, anderseits gibt sie Fingerzeige für die Richtung, in der sich künftig die praktischen Versuche zur Lösung des ganzen noch offenstehenden Fragenkomplexes bewegen müssen.

Hier zeigt sich vor allen Dingen die Notwendigkeit, gerade mit Rücksicht auf die ungeheuren Kosten des Eisenbahnoberbaues keine Ausgaben zu scheuen, um auch in Deutschland nach dem Vorbilde Ungarns und Italiens in großzügiger Weise auf langen Probestrecken sorgfältige Beobachtungen der verschiedensten Bauarten anzustellen.

Wie die Beobachtungen auf freier Strecke, so bedürfen auch die Laboratoriumversuche dringend der Vervollkommnung und einer besseren Anpassung an die tatsächlichen Beanspruchungen des Betriebes. Mit Biege-, Schlag- und Bohrproben allein ist es nicht getan: Die Versuchsschwelle muß in Schotter gebettet und durch regelrecht befestigte Schienenstücke ebenso heftig, ebenso oft und ebenso rasch maschinell niedergepreßt und abgehoben werden, wie dies bei der Überfahrt von Zügen der Fall ist.

Nur wenn Wissenschaft und Technik, Industrie und Bahnverwaltungen in diesem Sinne zusammenarbeiten, ist die Hoffnung berechtigt, daß die Frage der Ausbildung einer auch für Hauptbahnen brauchbaren Eisenbetonschwelle, die nach dem Ergebnis der vorstehenden Ausführungen verneint werden muß, aus dem Stadium unsachlicher Propaganda pro et contra herausgehoben und einer objektiven Klärung entgegengeführt werden kann.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Wasserkraftelektrizitätswerk Schönmühl an der Loisach.

Von Dipl.-Ing. **W. Binswanger,** München.

Allgemeines.

Die Staatsbahn München—Kochel kreuzt die Loisach bei Schönmühl. Kurz unterhalb dieser Kreuzungsstelle findet sich ein altes Streichwehr, dessen Vorhandensein urkundlich schon aus dem Jahre 1598 nachgewiesen ist und der Mühle zu Rain gehörte, die dem Kloster Benediktbeuern zu eigen war. Da dieses Kloster schon im 13. Jahrhundert nachweislich in Rain Besitz erwarb, so dürfte man nicht fehlgehen in der Annahme, daß die Mühle zu Rain, die jetzige Schönmühle, schon etwa im 13. oder 14. Jahrhundert bestanden hat.

Vor der Erbauung des neuen Kraftwerkes nutzte der Besitzer der Wasserkraft an dieser Stelle der Loisach ein Gefälle von etwa 1,8 m bei etwa 16 m³ Wassermenge aus.

Schönmühl liegt an der Scheide zweier diluvialer Seen, und zwar des Wolfratshauser und des Kochel-Sees. Die Grenze dieser beiden Seen bildet ein tertiärer Molassezug, dessen Breite nur etwa 250 m beträgt. Bei Schönmühl läuft die vom Kochelsee kommende Loisach gegen diesen Molasserücken an, wird aber von ihm abgelenkt und gezwungen, ihren Lauf parallel zu diesem Rücken bis zu einer Stelle bei Rain zu nehmen, wo sich der Molassezug plötzlich senkt und der Loisach freien Durchlauf läßt (Abb. 1). Der weitere Lauf vollzieht sich nun in entgegengesetzter Richtung, so daß hier eine große und gleichzeitig enge Schleife von etwa 3,5 km Länge gebildet wird. Durch diese Schleife nähert sich die Loisach im Abstande von rd. 700 m wiederum der Anlaufstelle bei Schönmühl.

Diese von der Natur selbst dargebotene Möglichkeit zum Ausbau einer Wasserkraft wurde in dem Zeitpunkte in den Vordergrund des Interesses gerückt, als das Walchenseewerk in Angriff genommen wurde.

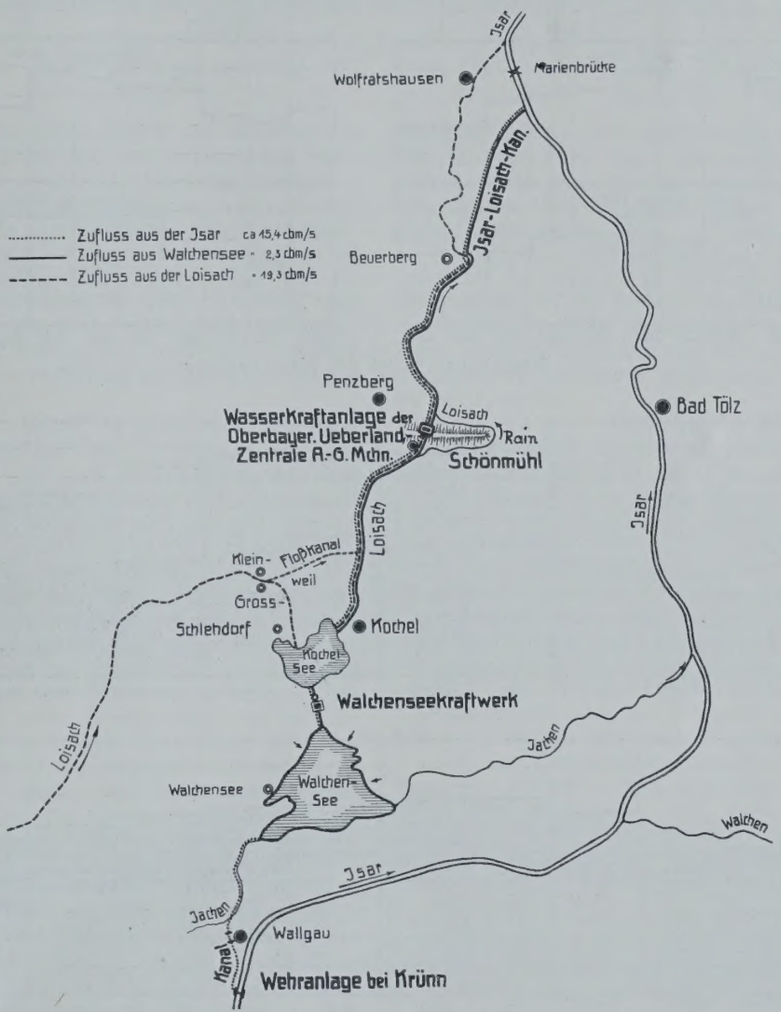


Abb. 1. Schematische Darstellung der Wasserzulauf-Verhältnisse.

Das Walchenseewerk nutzt die Gefällstufe zwischen dem Walchensee und Kochelsee aus. Als Wassermenge kommt nicht nur die natürliche Zulaufmenge des Walchensees in Betracht, sondern es wird dem Walchensee durch das Wehr bei Krünn auch Isarwasser zugeleitet. Diese gesamten vom Walchenseewerk verbrauchten Wassermengen fallen in den Kochelsee und bereichern also dessen natürlichen Abfluß, die Loisach.

Der Plan des Ausbaues der Loisachschleife bei Schönmühl wurde aber gerade deshalb wirtschaftlich und wasserwirtschaftlich besonders reizvoll, weil nun nicht nur die früheren Loisachwassermengen durch das Abwasser des Walchenseewerkes erheblich vermehrt werden, sondern ganz besonders durch den Umstand, daß der Walchensee als Staubecken eine Winterzuschußwassermenge von rd. 80 Mill. m³ faßt, wodurch die Jahreswassermenge der Loisach unterhalb des Kochelsees sehr stark vergleichmäßigt wird. Die Loisach teilt natürlich die fast allen südbayerischen Flüssen gemeinsame Eigenschaft, im Frühjahr, Sommer und Herbst erheblich größere Wassermengen zu führen als in den Wintermonaten.

Abb. 2 gibt zunächst die relative Wassermenge der Loisach in 10 aufeinanderfolgenden Jahren, dann ein Mittel aus diesen Wassermengen, und aus der weiteren Ableitung findet sich die Anreicherung dieser Wassermengen und auch die vergleichmäßigende Wirkung durch die vom Walchensee kommenden Zuschußwassermengen.

Für das Walchenseewerk ergab sich die Notwendigkeit, entweder die insgesamt 3,5 km einfache Länge messende Schleife entsprechend der vergrößerten Wasserführung zu regulieren oder den schmalen Molasserücken zu durchstechen und die Schleife in einem Querkanal abzuschneiden. Da Anfangs- und Endpunkt der Schleife nur etwa 700 m auseinanderliegen und einen Gefällunterschied von rd. 9 bis 10 m aufweisen, ergab sich der logische Hinweis darauf, mit dem Abschneiden der Schleife gleichzeitig die Ausnutzung der Gefällstufe zu verbinden.

Aufstellung des Entwurfes.

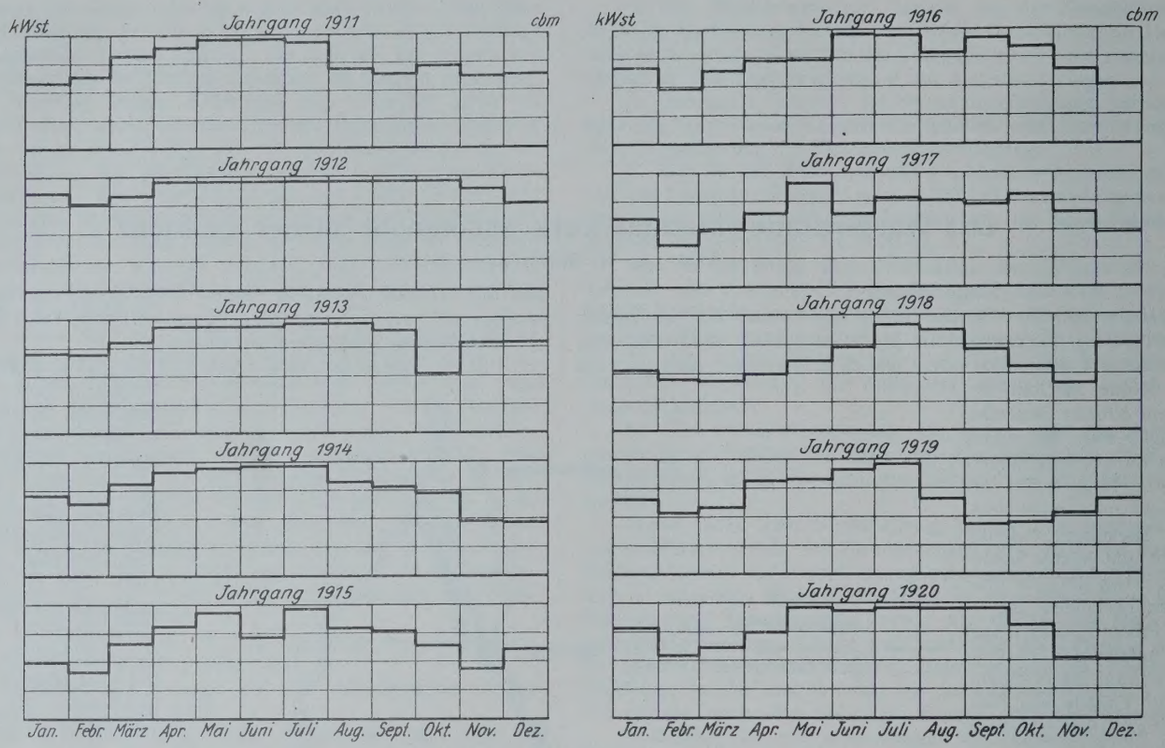
Die von der Natur geschaffene Schleife ließe sich also zunächst auf die verschiedenste Weise zur Auswertung des Gefälles verwenden. Es wurden deshalb im Entwurf folgende Möglichkeiten technisch und wirtschaftlich untersucht:

1. Errichtung des Turbinenhauses südlich des Molasserückens
   a) Unterwasserkanal als offener Kanal,
   b) Unterwasserkanal als Stollen.
2. Errichtung des Turbinenhauses nördlich des Molasserückens
   a) Oberwasserkanal bis zum Werk als offener Kanal,
   b) Oberwasserkanal teils als offener Kanal, teils als Stollen.

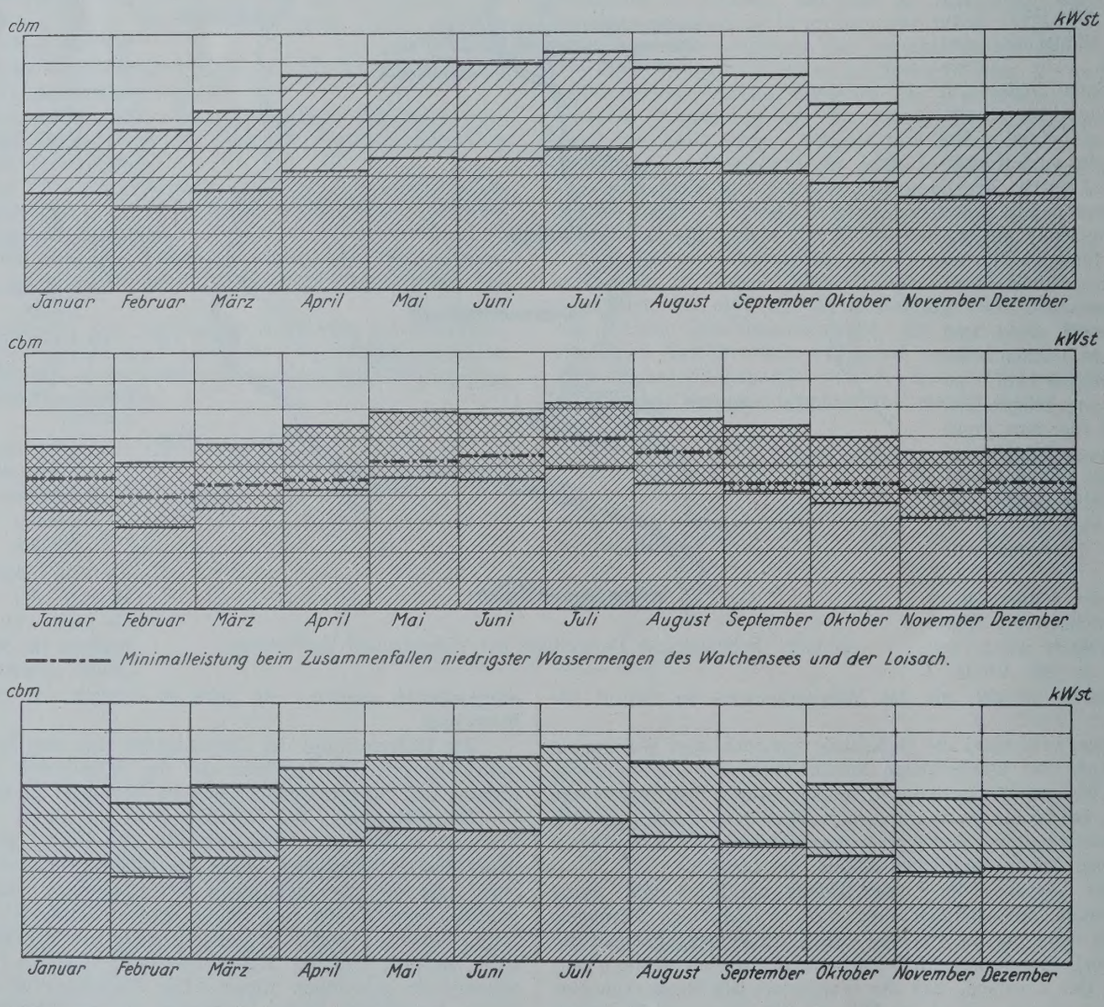
Die Möglichkeit 1b war vom Besitzer der Wasserkraft sowohl als auch von der obersten Baubehörde im Staatsministerium des Innern gewählt und als Entwurf ausgearbeitet worden. Sie wird in Zukunft als „staatlicher Entwurf" bezeichnet.

Zur Untersuchung des Untergrundes war eine Reihe von Bohrungen notwendig mit dem Ergebnis, daß die Geländestufe nördlich des Höhenrückens sich für die Gefällausnutzung besonders geeignet erwies.

Die Möglichkeit, das Maschinenhaus südlich an der Straße Bichl—Penzberg zu errichten, hätte zweifellos den Vorteil gehabt, daß das Werk näher dem Anschlußgleis an die Staatsbahn gekommen wäre. Anderseits aber wäre die Maschinenanlage bei Hochwasser der Gefahr ausgesetzt worden, unter Wasser zu geraten. Diesem Umstande hätte man Rechnung tragen können, indem man Maschinensätze mit stehenden Wellen gewählt hätte, derartig, daß die Schirmgeneratoren über die entsprechende Hochwasser-Kote gekommen wären. Die Ausgaben für die Maschinensätze wären beträchtlich höher geworden als bei liegender Anordnung der Wellen. Außerdem wäre der Stollen als Unterwasserstollen um mehr als die Hälfte länger geworden (368 statt 223 m), was nicht nur eine weitere Erhöhung der Kosten, sondern auch eine voraussichtliche Verlängerung der Bauzeit bedingt hätte. Endlich konnte der Oberwasserstollen ohne besondere Wasserhaltung ausgeführt werden, was bei einem Unterwasserstollen nicht möglich gewesen wäre.



Zehnjähriges Mittel der Wassermengen.



Wasserwirtschaftsplan.

Abb. 2.

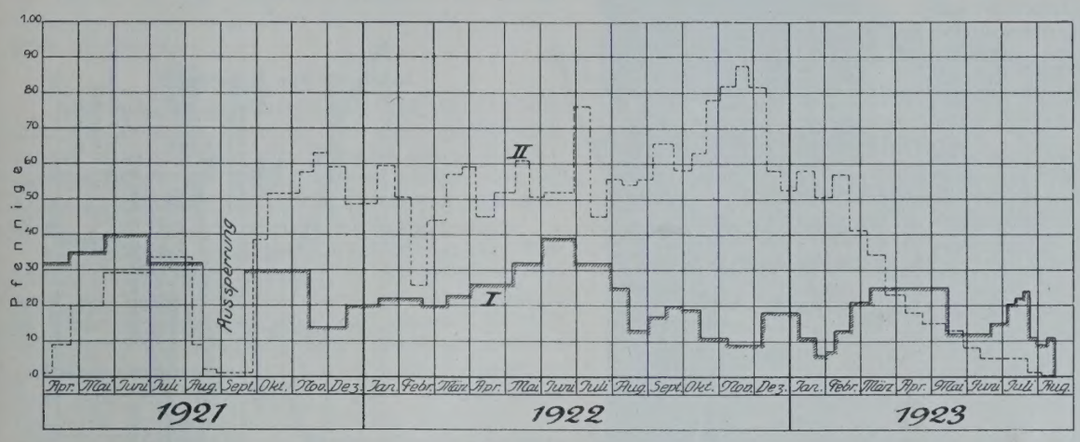


Abb. 3.

Während der Durchführung der Loisachkorrektion, die von seiten der Staatlichen Walchenseebauleitung geschah, hatte man erkannt, daß durch eine Änderung der Korrektion der Loisach noch die Möglichkeit zu schaffen war, ein weiteres Gefälle von 80 bis 90 cm zu gewinnen. Verhandlungen mit der Walchenseebauleitung führten zu dem Ergebnis, daß dieses Mehrgefälle mit zur Wasserkraft Schönmühl einbezogen wird und die Kostenmehrung, die hierdurch die Korrektion erfährt, entsprechend von der Oberbayerischen Überland-Zentrale übernommen wird. Allerdings wird dieses Mehrgefälle zunächst noch nicht in der vollen Höhe ausnutzbar, da sich die weitere Ausbildung und Senkung des Loisachbettes unterhalb der Schleife erst im Laufe der Jahre unter Wirkung der natürlichen Schleppkraft des Flusses ausbilden muß.

Da der Bau zum größten Teil während der Inflationszeit ausgeführt wurde und die zukünftige Bewegung der Mark im Frühjahr 1921 ganz und gar unübersehbar war, mußte mit allen zur Verfügung stehenden Mitteln auf eine Abkürzung der Bauzeit hingearbeitet werden. Das gleiche Ziel, möglichste Verkürzung der Bauzeit, mußte auch angestrebt werden, um die zu erwartende Elektrizitätserzeugung möglichst bald dem Verteilungsnetz der Oberbayerischen Überland-Zentrale zuzuführen.

Vom Kulturbauamt war die Forderung gestellt worden, eine Entwässerungsmöglichkeit für die sogenannten Iffeldorfer Moore, die zwischen dem Kochelsee und dem Wehr der Schönmühl auf dem linken Loisachufer liegen, zu schaffen. Wenn auch zurzeit an derartig umfangreiche Kulturarbeiten nicht gedacht werden darf, so blieb für die Erlangung der Konzession die Bedingung bestehen, einen Entwässerungskanal für diese Wasser nach dem Unterwasserkanal zu führen. Diese Frage wäre nun einfach gelöst worden, wenn der unter 1 bezeichnete Entwurf zur Durchführung gekommen wäre; denn hier beginnt der Unterwasserkanal noch nördlich des Höhenrückens. Dieser Umstand spricht also ebenfalls für die Anordnung nach 1. Wollte man trotzdem nach der Abänderung 2 bauen, dann blieben nur zwei Möglichkeiten, nämlich: entweder das Entwässerungswasser mit selbstätigen Pumpen auf Oberwasserhöhe zu heben und so in den Oberwasserkanal einzuleiten, oder die Möglichkeit zu schaffen, dieses Wasser durch einen gesonderten kleinen Stollen durch den Höhenrücken hindurch dem Unterwasserkanal zuzuführen.

Man einigte sich auf die letztere Möglichkeit, die im Falle der tatsächlichen Ausführung dem Kulturbauamt zugesagt wurde. Da der Entwässerungsstollen in diesem Falle unter dem Oberwasserkanal hindurchgeführt werden mußte, wurden die nötigen Vorarbeiten an der Kreuzungsstelle im Bau mit ausgeführt.

Unter voller Würdigung aller dafür und dagegen sprechenden Gründe wurde der Entschluß gefaßt, das Werk nördlich des Höhenrückens anzuordnen.

Während der Bauausführung selbst zeigte sich dann, daß die Durchführung eines Unterwasserstollens und der Anfang des Unterwasserkanals nördlich des Höhenrückens auf erhebliche Schwierigkeiten gestoßen wären, die durch den dortigen besonders schlechten Baugrund verursacht worden wären.

Ein Teil des Unterwasserkanals wäre in eine sehr tiefe Steinschlammschicht gekommen, die den Aushub überaus erschwert hätte, da sie, einmal ausgebaggert, immer wieder von den Seiten nachdrängte. Dieser Umstand, der durch die vorherigen Bohrungen sich nicht völlig hatte klären lassen, hätte die Ausführung des Entwurfs „Turbinenhaus nördlich des Höhenrückens“ derart erschwert, daß man zufrieden sein mußte, den gegenteiligen Entschluß seinerzeit gefaßt zu haben.

Die Durchquerung des Höhenrückens im offenen Kanal schied sehr bald schon aus, da die Massenbewegung und die damit verbundenen Kosten verhältnismäßig zu hoch geworden wären.

Floßfahrt.

Ein überaus schwieriges und störendes Problem bezüglich der Ausbaumöglichkeit der Wasserkraft bildete die Floßfahrt. Die Flößerei sollte entsprechend dem Konzessionsbeschluß durch die Wasserkraftanlage möglichst nicht behindert werden. Es war notwendig, zunächst statistische Unterlagen über die Floßfrequenz zu schaffen und dann in sehr langwierigen Verhandlungen mit den zuständigen Behörden und den Flößereiinteressenten zu erreichen, daß die Floßfahrt auf die Monate April bis Oktober beschränkt wurde; ferner wurden bestimmte Tageszeiten, die mit den Spitzenbelastungszeiten des Überlandwerkes nicht kollidierten, vereinbart, während deren die Flöße die Schleife durchfahren sollten. Der Plan, die Flöße mit durch den Stollen zu leiten, mußte leider fallen gelassen werden, da sowohl die nötigen Stollenausmaße als auch die Überwindung des Gefälles zwischen Ober- und Unterwasserkanal zu allzu großen Kosten geführt hätten.

Man zog also die Floßgasse soweit als irgend möglich an die Schleife heran, um den Floßweg zu verkürzen und die für die Floßfahrt nötige Wasserabgabe an die Schleife nach Möglichkeit zu verringern (Abb. 5).

Trotzdem muß die Wasserabgabe für die Floßfahrt, die an einzelnen Tagen einem Arbeitsverlust von vielen tausend kWh entspricht, als ein nennenswerter technischer Schönheitsfehler für den Betrieb des Werkes betrachtet werden.

Pachtung der Wasserkraft.

Die Wasserkraft sowohl als auch die in Frage kommenden Grundstücke und Ufer waren bei Inangriffnahme des Planes im Privatbesitz.

Der Ankauf der Wasserkraft und der entsprechenden Grundstücke ließ sich nicht ohne weiteres erzielen. Es wurde deshalb der Weg gewählt, vertraglich

ein Nießbrauchrecht für die Wasserkraft und ein Erbbaurecht auf die in Frage kommenden Grundstücke

für einen sehr beträchtlichen Zeitraum zu bestellen.

Als Gegenleistung wurde ein jährlicher Pachtzins vereinbart, der in bestimmter Relation zum jeweiligen normalen Kraftstromverkaufspreise der Oberbayerischen Überland-Zentrale stehen soll. Damit war ein Verfahren aufgestellt, das den Verpächter ziemlich unabhängig von der schwankenden Währung machte und das sich anderseits den wirtschaftlichen Möglichkeiten des Pächters und Bauherrn zweckmäßig anpaßte.

Für den Zeitpunkt des Ablaufes des Pachtvertrages wurden Bedingungen geschaffen, nach denen der Pächter Wasserrechte und Grundstücke nach bestimmten Normen erwerben kann oder die vom Pächter gebauten Anlagen gegen bestimmte Zahlungen, die seinerzeit nach gegebenen Richtlinien durch ein Schiedsgericht zu bestimmen sind, in den Besitz des Verpächters übergehen.

Der Bauvertrag

mußte, wie schon erwähnt, mit der ausführenden Baufirma in einem Zeitpunkte stark veränderlicher Währung, veränderlicher Arbeitslöhne und Baustoffpreise abgeschlossen werden. Es war also unumgänglich, in den Vertrag gleitende Klauseln für Überteuerungen auf Löhne, Materialien und Frachten aufzunehmen. Der Vertrag sah demgemäß zweierlei Zahlungen an den Tiefbauunternehmer[1]) vor:

a) monatliche Abschlagszahlungen auf Grund der geleisteten Arbeit unter Zugrundelegung der Angebotpreise;
b) Zahlungen für Überteuerungen auf Löhne, Materialpreise und Frachten gegenüber den Angebotpreisen.

Auf diese Überteuerungszahlen kam noch ein prozentualer Zuschlag für die Deckung der Unkostenerhöhungen und Verdienstansprüche des Unternehmers.

Zur Zeit der Ausschreibung betrug der Arbeitsstundenlohn eines Tagelöhners noch 4,70 Mark. Trotzdem wurden die sich bewerbenden Baufirmen gebeten, ihren Angeboten einen Stundenlohn von 5,70 Mark zugrunde zu legen. Außerdem wurden im Vertrage die Arbeitsstunden für den Bau begrenzt und durch Klauseln versucht, dem Unternehmer das Interesse an einer Überschreitung dieser Höchstarbeitsstundenzahl zu nehmen. Durch die Festsetzung von Fertigstellungsterminen, Vertragsstrafen bei Überschreitung dieser Termine sowie durch Prämien für Unterschreitung wollte man den Bau möglichst beschleunigen und verbilligen. Vertragsstrafen und Prämien wurden jedoch am Ende des Baues durch die In-

[1]) Bauunternehmung Firma Zink, München.

flation hinfällig. Die Fertigstellungstermine wurden durch allerhand widrige Umstände mäßig überschritten. Hier zeigte sich aber wieder die für die Inflationszeit typische Tatsache, daß durch Überschreitung der Bautermine die Baukosten in Goldmark verbilligt wurden, da der Wert des einzelnen Stundenlohnes in Goldpfennige umgerechnet gerade in der Zeit der Hauptarbeiten verhältnismäßig niedrig wurde. Wäre diese Hauptperiode der relativ höchsten Arbeitsstundenzahl in eine frühere Zeit gefallen, so wären die Gesamtausgaben für Löhne in Goldmark höher gewesen; das gleiche gilt für die Ausgaben für Materialien und Frachten.

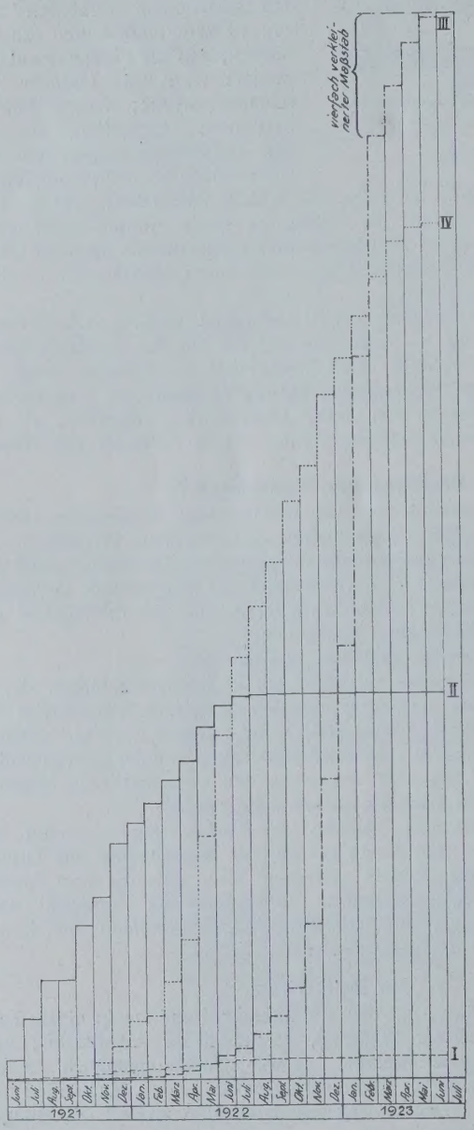


Abb. 4.

Näher erläutert wird dieser Vorgang durch Abb. 3. Darin stellt die Kurve I den Wert des Stundenlohnes eines Tagelöhners in Goldpfennigen dar, Kurve II die Anzahl der Arbeitsstunden in den einzelnen 14tägigen Lohnperioden. Man sieht klar, daß bei einer Vorverlegung der Hauptarbeitsperiode vom September-Oktober-November 1922 auf etwa die Zeit Mai-Juni-Juli 1922, und stärkeres Zusammendrängen der Arbeitsstunden in dieser oder auch früheren Perioden sich die Ausgaben für Löhne in Goldmark wesentlich erhöht hätten.

Trotz aller Vorsichtsmaßnahmen drohte der Vertrag am Ende der Bauperiode, nachdem der Stundenlohn für den ungelernten Arbeiter von 4,70 Mark auf 1758 Mark gestiegen war und deshalb der Grundlohn im Verhältnis zur Überteuerung nicht mehr ins Gewicht fiel, in einen reinen Regievertrag auszuarten,

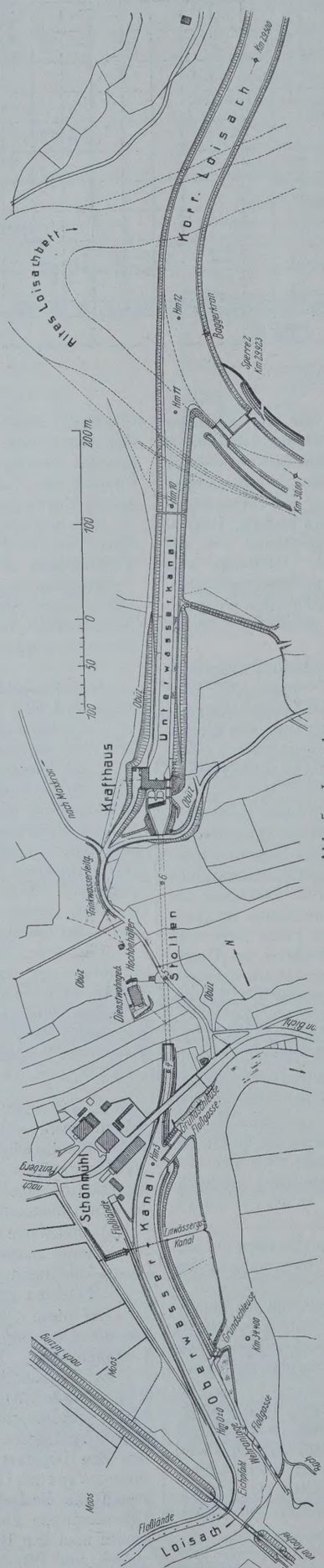


Abb. 5. Lageplan.

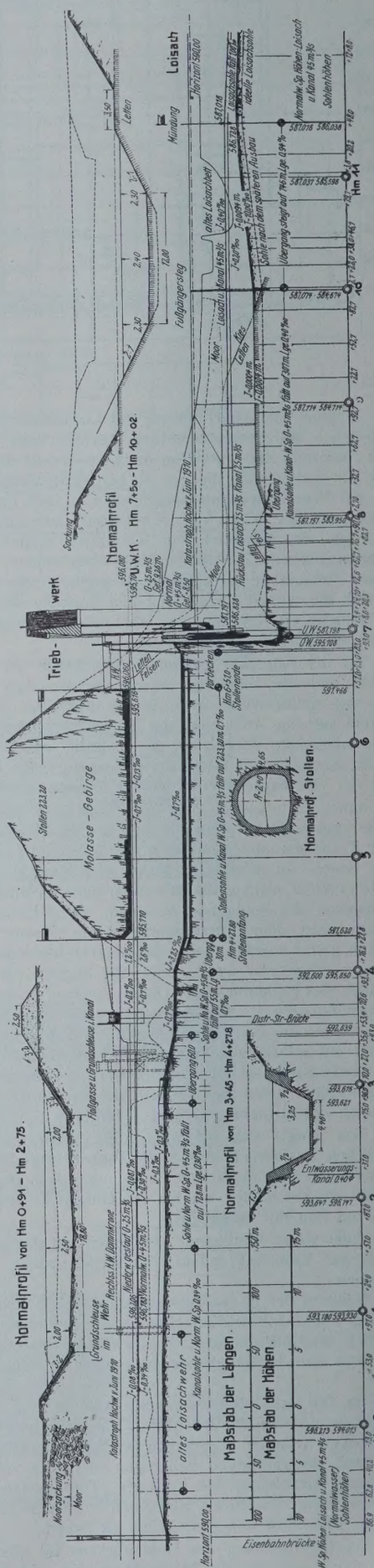


Abb. 6. Längenprofil.

ein Grund, der den Bauherrn veranlaßte, die letzten Fertigstellungsarbeiten am Ende der Bauperiode in eigener Regie auszuführen.

Baukosten und Inflation.

Bald nach Baubeginn zeigte sich, daß eine Übersicht über die wirklichen Baukosten nur dann möglich sein konnte, wenn die ausbezahlten Beträge jeweils auf eine wertbeständige Grundlage umgerechnet wurden. Gewählt wurde als Grundlage der U. S. A.-Dollar, von dem dann als der 4,2te Teil die Goldmark abgeleitet wurde.

In fortlaufend geführten Kurven wurden die Baukosten, getrennt nach Zahlungen für die geleistete Bauarbeit auf Grund des Preisangebotes und nach Zahlungen für Überteuerungen gegenüber den Preisen, die dem Preisangebot zugrunde lagen, jeweils von Monat zu Monat aufaddiert, dargestellt. Die Kurven wurden sowohl in Papiermark wie in Goldmark geführt. Die Kurven in Goldmark wurden in einem Maßstabe dargestellt, der 1000mal größer ist als die Kurven für die Zahlungen in Papiermark.

Abb. 4 zeigt das Bild dieser Kurven, das wohl für die Zukunft ein seltsames Dokument des Beginns der tollsten Inflationsperiode aller Zeiten bleiben wird, das aber auch Zeugnis gibt für die außerordentlichen Schwierigkeiten, die im Gegensatz zu normalen Zeiten dem Bauherrn erwuchsen.

Kurve I stellt die Zahlungen in Papiermark dar, die nach dem Bauvertrag auf Grund der jeweils geleisteten Arbeit in etwa 14tägigen Perioden an die Baufirma zu bezahlen waren. In normalen Zeiten wäre nach Fertigstellung des Baues durch diese Zahlungen der Bau mit Ausnahme eines 10%igen Rückhaltes bezahlt gewesen. Bei Übernahme des Baues wären dann durch die Auszahlung des 10%igen Rückhaltes als Schlußzahlung die gesamten Kosten für den Tiefbau erledigt gewesen. Während der ersten 5 Baumonate wurden auch, wie aus der Abbildung zu ersehen ist, nur diese sogenannten Abschlagszahlungen geleistet. In diesen Monaten waren sogar die an die Arbeiter tatsächlich bezahlten Löhne niedriger als die Löhne, die dem Preisangebot zugrunde lagen, so daß in dieser Periode diese Lohnminderungen vertragsgemäß zugunsten des Bauherrn zu verrechnen waren.

Kurve II zeigt den Wert dieser Abschlagszahlungen in Goldmark in einem 1000fach vergrößerten Maßstabe. Man sieht, daß, in Goldmark umgerechnet, diese Zahlungen bei den Gesamtkosten eine wesentliche Rolle spielen (nahezu $^1/_3$), während sie in Papiermark völlig verschwinden. Mit der wachsenden Inflation nimmt der Wert dieser Abschlagszahlungen in Goldmark umgerechnet immer mehr ab, bis dann vom Mai 1922 an diese Abschlagszahlungen als völlig entwertet eingestellt werden.

Neben diesen Zahlungen beginnen seit November 1921 die Zahlungen für Überteuerungen gegenüber den Preisen, wie sie dem Angebot der Baufirma für Löhne, Materialien und Frachten zugrunde lagen (Kurve III). Diese Überteuerungszahlungen spielen in den ersten Monaten nur eine geringe Rolle, steigen aber immerhin so, daß sie im Mai-Juni 1922 in Papiermark ebenso hoch sind wie der Gesamtwert der Abschlagszahlung. Zu dieser Zeit ist aber naturgemäß der Wert dieser Überteuerungszahlungen in Goldmark, wie aus Kurve IV zu ersehen ist, geringer als der Goldwert der Abschlagszahlungen (Kurve II), da die Abschlagszahlungen früher und bei einem ganz anderen Dollarkurs begonnen haben. Erst im Juni-Juli 1922 überschneidet die Goldmarkkurve der Zahlungen für Überteuerungen (Kurve IV) die Goldmarkkurve der Abschlagszahlungen (Kurve II). Die schnell fortschreitende Inflation ersieht man aus den von Monat zu Monat ansteigenden Zahlungen für Überteuerungen (Kurve III), während ihr Wert in Goldmark (Kurve IV) entsprechend dem Baufortschritt immer mehr zurückgeht.

Die technische Ausführung des Baues.

Wehranlage (Abb. 5 u. 6). Die bestehende, bereits erwähnte Streichwehranlage für eine nutzbare Überfallänge von 145 m wurde beibehalten. Eine Grundschleuse von 4,5 m lichter Weite wurde eingebaut und der teilweise schadhafte Wehrkörper ausgebessert. Die in dieses Wehr eingebaute bisher benutzte Floßgasse von 10 m l. W. wird wegen der ungünstigen Ausfahrtverhältnisse in Zukunft nicht mehr benutzt. Diese Floßgasse wurde in ihrem Unterbau gedichtet und erhielt eine Einrichtung, um sie im Notfall bei Hochwasser öffnen zu können. Zur Aufrechterhaltung der Flößerei in der Loisach wurde etwa 300 m unterhalb der Wehrstelle eine aus dem Oberwasserkanal nach der Loisach einmündende neue Floßgasse eingebaut, wodurch die Flößerei günstigere Fahrbedingungen erhielt und wodurch, wie schon oben erwähnt, die notwendige Wasserabgabe zum Durchflößen wegen der geringeren Länge der Schleife von dieser Stelle ab ebenfalls verringert werden konnte.

Oberwasserkanal und Stollen. Der Oberwasserkanal ist für eine normale Wassermenge von 45 m³ berechnet. Vom Wehr bis zur Floßgasse und Grundschleuse im Kanal Hm 3 + 00 muß der Kanal 60 m³/Sek. führen können, damit bei größeren Wasserständen der Zufluß zum Kraftwerk keine allzu großen Schwankungen im Gefälle und der Wassermenge durch die Einwirkung von Floßgasse und Grundschleuse erfährt.

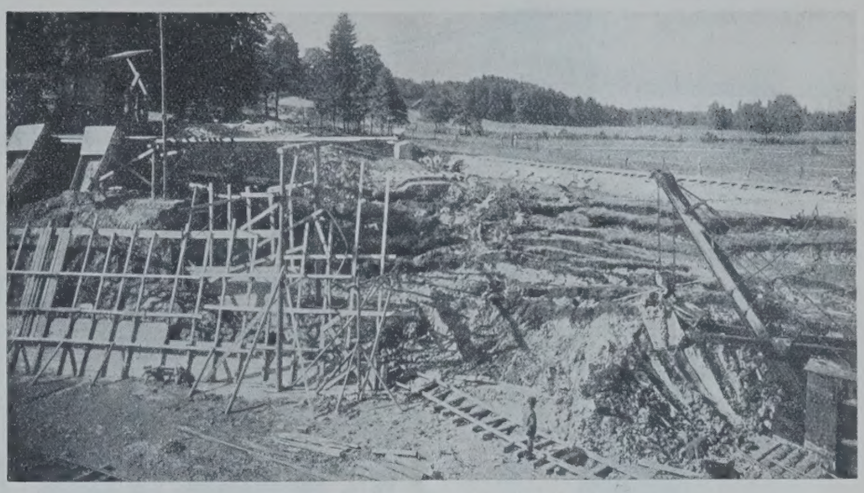


Abb. 7. Rutschung beim Schalthaus.

Zur Überleitung der Abwässer aus den Kulturgräben der links des Kanals gelegenen Wiesengründe nach der Loisach ist bei Hm 2,5 der Kanal von einem Dücker unterführt (Abb. 5). Der Dücker hat einen Kreisquerschnitt bei einem Durchmesser von 0,45 m.

Der Kanal ist zum größten Teil in Erde mit betonierten Böschungen hergestellt. Bei Hm 3 + 00 befindet sich die bereits erwähnte Floßgasse von 8 m l. W., neben dieser eine Grundschleuse von 4,5 m l. W. und der unvermeidliche Fischpaß. Der Grundablaß dient sowohl zur Kanalspülung als auch bei hohen Wasserständen zur Unterstützung der Wasserabführung.

Von Hm 2,85 an geht der Kanal auf 145 m Länge in ein betoniertes Profil über und bildet dann den Übergang zum Stollen (Abb. 5 u. 6). Dieser durchfährt auf eine Länge von 223 m das schon oben erwähnte Molassegebirge. In den druckfreien Strecken wurde der hauptsächlich durch jüngstes Gestein führende Stollen mit 25 cm starkem Beton ausgekleidet; Druckstrecken erhielten eine 50 cm starke Ausbetonierung.

Bei der Ausführung wurde in erster Linie dafür Sorge getragen, daß das Einbringen des Betons dem Ausbruch möglichst schnell folgte, damit Verwitterungserscheinungen unter dem Zutritt von Luft und Wasser an den ausgebrochenen Wänden möglichst wenig eintreten konnten. Auch dem satten Anliegen der Betonmassen an den Stollenwänden wurde besonderes Augenmerk geschenkt. Sohle, Wände und Gewölbe erhielten schließlich einen wasserdichten Verputz.

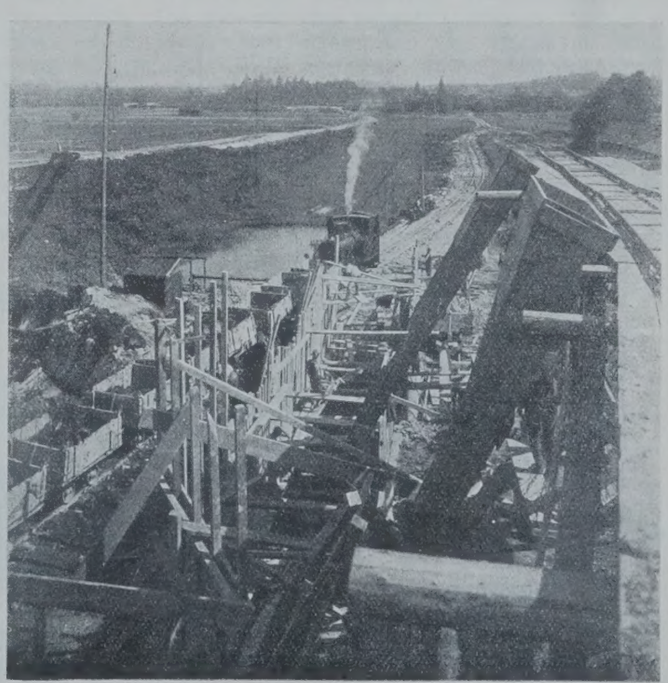


Abb. 8. Schachtung der rechtseitigen Begrenzungsmauer.

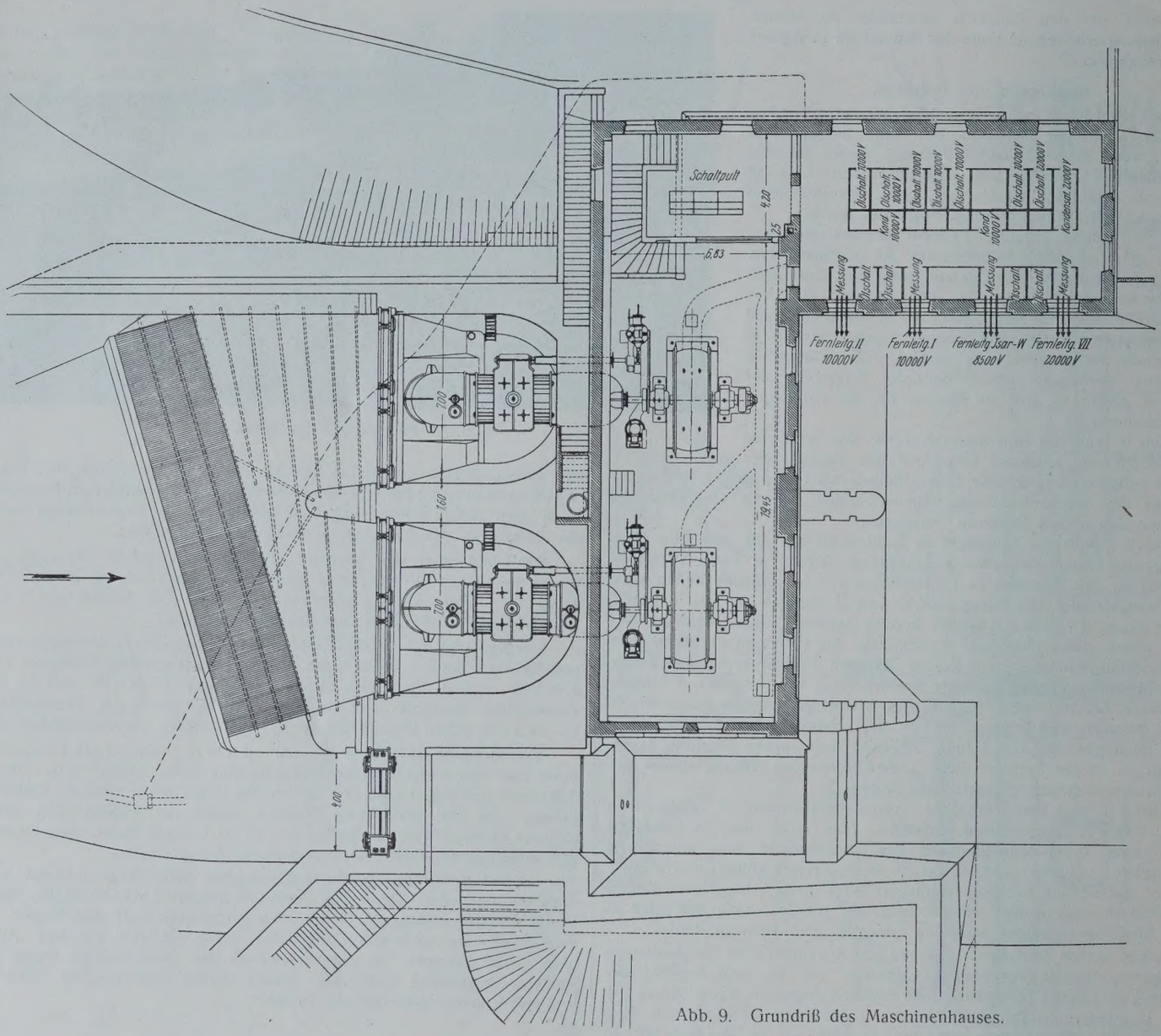


Abb. 9. Grundriß des Maschinenhauses.

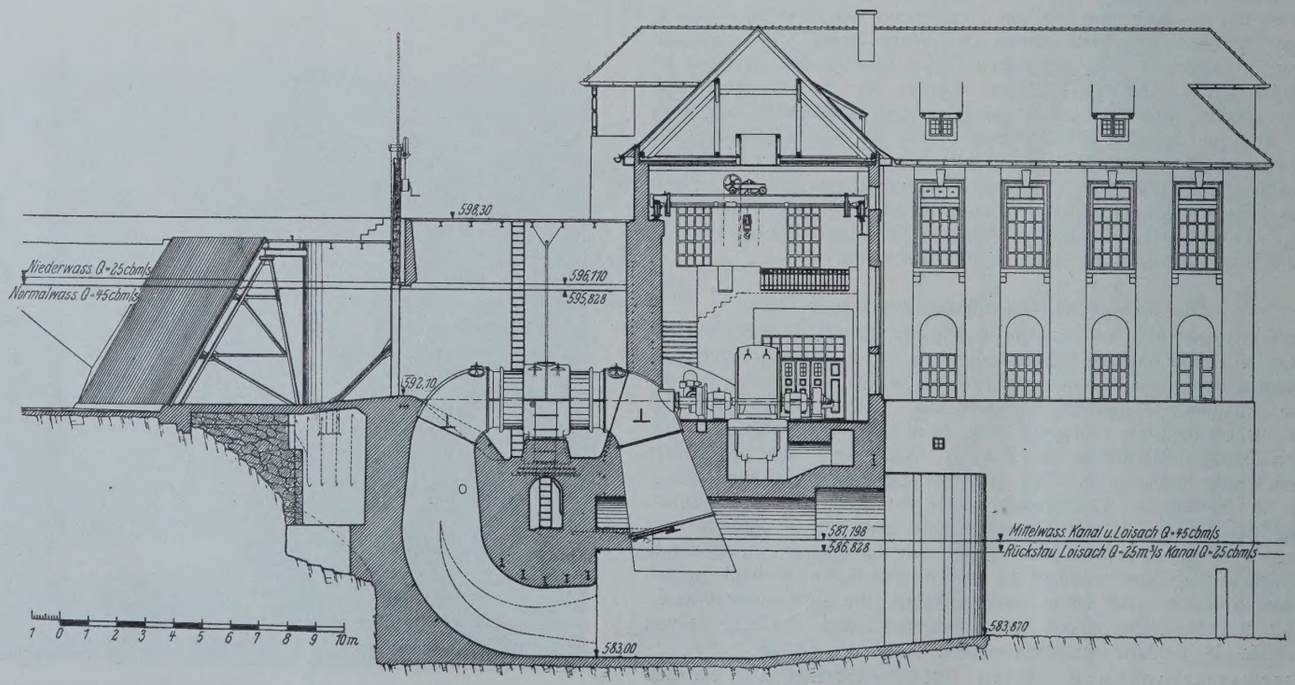


Abb. 10. Querschnitt des Maschinenhauses.

Die Ausmündung des Stollens findet bei Hm 6,50 in ein 35 m langes Vorbecken der Triebwerkanlage statt. Von hier aus führt der stufenförmig gebaute Leerlauf von 4,5 m l. W. nach dem Unterwasserkanal.

Bei Hm 3,5 wurde die Distriktstraße Penzberg—Bichl überquert und der Einbau einer Betonbogenbrücke von 15 m Spannweite notwendig.

Als Ablagerungsstelle für den Kanalaushub und Stollenausbruch war das Gelände links des Kanals zwischen Wehr und Kanal bei Hm 2,5 bestimmt. Da dieses Gelände bis an den Kanal heran aus Moorland von größerer Tiefe besteht, so mußte der Kanal zunächst dadurch eine gewisse Sicherung erfahren, daß ein offener Kulturgraben, der sich längs des alten Kanals hinzog, mit einem Steinsatz (Stollenausbruch) von rd. 3 m Tiefe und 3 m Breite ausgefüllt wurde, um so die linke Kanalseite gegen seitliche Verschiebung festzuhalten. Erst danach konnte mit der weiteren Aufschüttung begonnen werden. Der aufgelagerte Aushub jedoch versank nach kurzer Zeit ziemlich vollständig auf dem moorhaltigen Grunde. Die Einsackung betrug über 2 m.

Unterwasserkanal (Abb. 6, rechts). Er ist als rd. 450 m langer reiner Erdkanal ausgeführt und durchzieht Moorland mit diluvialer Lettenunterlage (Absetzprodukte des einstigen Wolfratshauser Sees). Um Ausquetschungen und Nachrutschungen des angeschütteten Lettens zu vermeiden, wurden im eigentlichen Gerinne zweimalige Böschungen unter Zwischenschaltung von entsprechend breiten Bermen angelegt. Besonders unsichere Stellen erhielten Steinpackungen und Pflasterungen. Die Berme, die etwa 0,5 m über der normalen Wasserlinie verläuft, wurde in der oberen Strecke des hohen Einschnittes hauptsächlich zu Entlastungszwecken auf 3,80 m Breite durchgeführt. Auf die Berme setzen sich dann $1^1/_2$fache Böschungen auf, die zumeist in Moorland eingeschnitten sind.

Die Sohle ist 12 m breit. Das Sohlengefälle beträgt 0,40‰. Das Wasserspiegelgefälle selbst schwankt, je nachdem die Loisach Stau oder Absenkung erzeugt. Von Hm 10,02 an steigt die Sohle des Kanales gegen die Sohle der Loisach hin an, was sinngemäß eine Verbreiterung nach der Kanalausmündung hin bedingte. Die Kanalausmündung liegt bei Hm 11 + 48.

Bei Hm 10,0 führt ein hölzerner Fußgängersteg über den Kanal.

Triebwerkanlage. Die geologische Gestaltung des Geländes am Stollenauslauf bedingte die Lage des Maschinenhauses. Es war hierbei zu berücksichtigen, daß die hauptsächlichsten Fundamente auf erreichbarem Felsen errichtet werden konnten, und daß die Gefällstufe sich soweit als möglich der natürlichen Gestaltung des Geländes anpaßte.

Die Triebwerkanlage umfaßt die Turbinenanlage, den Maschinenraum (Abb. 9 u. 10), Schalthaus mit Werkstätte und Transformatorenraum (Abb. 11 bis 13). Während, wie schon erwähnt, die Fundierung der Turbinen und des Maschinenhauses auf Felsen sich ermöglichte, mußte das Schalthaus teilweise auf einer eisernen Pfahlrostgründung mit aufgesetzten Eisenbetonschwellen errichtet werden. Der Einbau der Triebwerkanlage verursachte deshalb unerhörte Schwierigkeiten, weil das gegen die Baugrube wandernde Letten- und Moorland immer stärker nachdrückte, je tiefer man aushob, so daß es notwendig wurde, um die Fundierung durchzuführen, zunächst im Schachtbau gewaltige Begrenzungsmauern bis auf den Felsen durch Moor und Letten durchzutreiben (s. Abb. 7 u. 8). Erst nach Herstellung dieser seitlichen Begrenzungsmauern konnte der Aushub der Baugrube zwischen den Staumauern durchgeführt werden. Diese unvorhergesehenen Maßnahmen konnten nicht ohne eine Verzögerung des Baufortschrittes durchgeführt werden. Eine vorherige völlige Klärung der Untergrundverhältnisse hatte sich deshalb nicht durchführen lassen, weil der Felsen teilweise senkrecht absetzt, an anderen Stellen aber starke Terrassen und Mulden aufweist. Die Formation der abgeschliffenen glatten, hier freigelegten Felswände beweist, daß gerade an der Stelle, wo das Maschinenhaus errichtet wurde, in früheren Zeiten große abstürzende Wassermengen am Werk waren.

Sämtliche vom Wasser berührten Bauteile und Fundamente sind in Stampfbetonmischung 1 : 9 ausgeführt. Die Turbinenkammern erhielten eine Eisenbetonbewehrung entsprechend dem hohen Wasserdruck. Abb. 14 u. 15 zeigen Ansichten des Maschinenhauses.

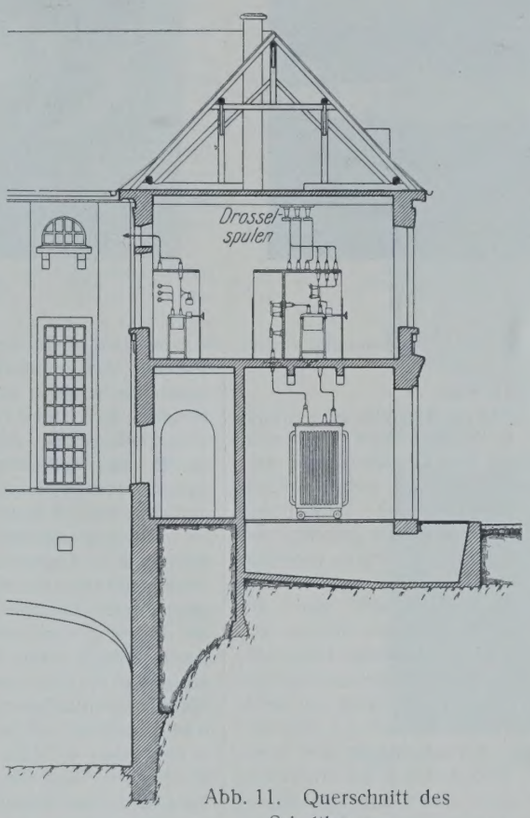


Abb. 11. Querschnitt des Schalthauses.

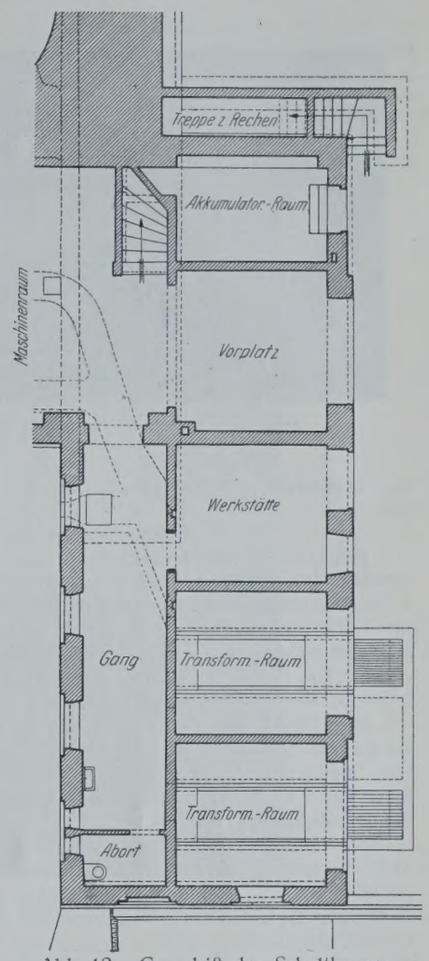


Abb. 12. Grundriß des Schalthauses.

Turbinen.

Die Turbinenanlage besteht aus zwei Stück Doppel-Francis-Turbinen.[1]) Jede Turbine ist für eine größte Schluckfähigkeit von 22,5 m³/Sek. bei einem normalen Gefälle von 8,5 m konstruiert, aber in allen Teilen so kräftig bemessen, daß sie eine Höchstleistung von rd. 2500 PS bei 9,8 m Gefälle und voller Beaufschlagung abgeben können.

Die Turbinen sind durch Flanschkupplungen mit den Generatoren starr verbunden, und dank dieser Anordnung war es möglich, mit nur drei Lagern für den Maschinensatz auszukommen, wovon ein Lager auf die Turbine entfällt. Das wasseraufwärts liegende Laufrad der Turbine sitzt fliegend auf der Welle. Das Turbinenlager, das zugleich die achsiale Führung der gekuppelten Welle übernimmt, ist ein Ringschmierlager mit einem Bund in der Mitte und besitzt Einrichtung für Wasserkühlung. Die Lager beider Turbinen sind vom Maschinenhause aus durch einen gemeinsamen Bedienungsgang zugänglich.

Die Laufräder der Turbine sind aus Grauguß mit eingegossenen Stahlblechschaufeln hergestellt. Für die gewünschte Drehzahl von $166^2/_3$ Umdrehungen/Min. und mit Rücksicht auf die zu erwartenden Gefällschwankungen wurde eine Laufradtype gewählt, die auf dem Prüfstand

[1]) Die Turbinen sind geliefert von der Fritz Neumeyer A.-G., München-Freimann.

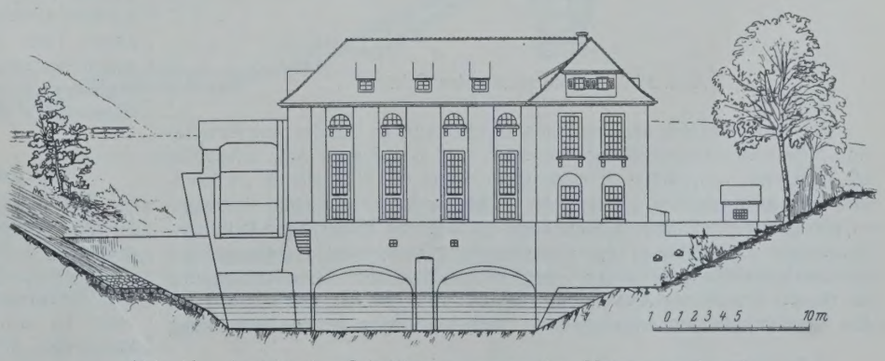


Abb. 13. Ansicht des Schalthauses gegen den Unterwasserkanal.

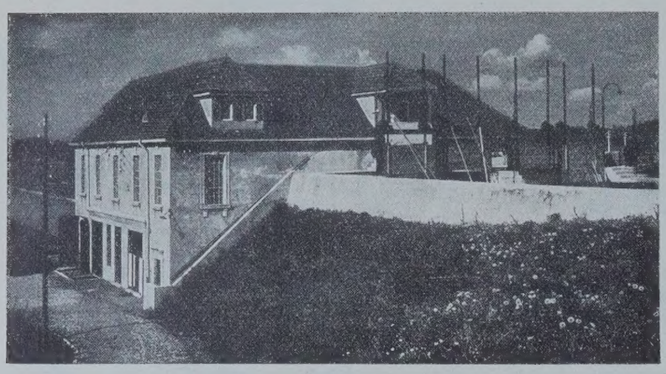


Abb. 14. Maschinenhaus von der Oberwasserseite.

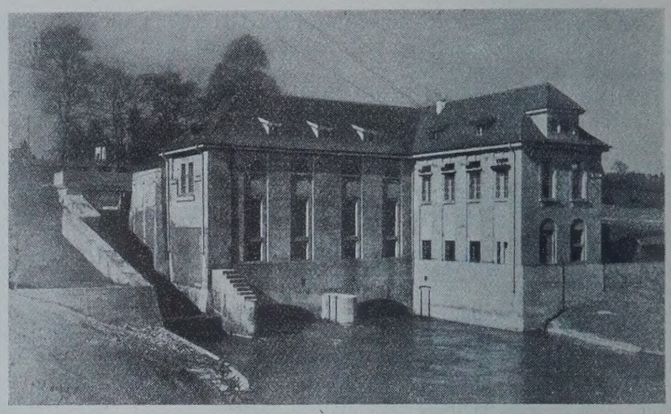


Abb. 15. Maschinenhaus von der Unterwasserseite.

die angegebenen Wirkungsgrade lieferte und den Anforderungen voll entsprach.

Schützen- und Schleusenanlage.

Folgende Schützen und Schleusen[1]) gelangten zur Aufstellung: 1 Grundschleuse im Wehr, 1 Floßgassenschleuse, 1 Grundschleuse im Kanal, 1 Leerlaufschleuse, 4 Turbineneinlaufschleusen. Die Grundschleusen und die Turbineneinlaufschleusen werden von Hand bedient, während Floßgassenschleuse und Leerlaufschleuse elektrisch angetriebene Winden besitzen. Die Fallentafeln sämtlicher Schützen sind aus Holz gefertigt und teilweise wegen des Wasserdruckes durch Einlagen von T-Trägern verstärkt.

Die Triebwerke besitzen genietete Triebstock-Zahnstangen, Triebstöcke aus Stahlguß, die mit Stirnrädern zusammengegossen sind, die von Stahlgußritzeln angetrieben werden. Auf den gleichen Wellen wie diese Ritzel sind die gußeisernen bezw. Stahlguß-Schneckenräder aufgekeilt, die bei elektrischem Antriebe gefräste Verzahnung besitzen. Die zugehörigen Schneckenachsen laufen parallel den Triebwerkträgern und endigen in deren Mitte in einem gußeisernen Kasten, der ein Kegelrad und ein Stirnradgetriebe enthält. Bei den Doppeltriebwerken (Grundschleuse und Leerlaufschleusen) laufen die Schneckenwellen zu beiden Seiten des Triebwerkträgerpaares, und die beiden gußeisernen Kasten sitzen einander gegenüber. Die Ritzel, die die Stirnräder in den Antriebkasten treiben, sitzen auf einer gemeinsamen Welle, sind jedoch auf ihr so aufgekeilt, daß jeweils nur eines von ihnen mit dem zugehörigen Stirnrad im Eingriff steht. Durch Verschieben dieser Welle, die an einem Ende auch ein Vierkant zum Anstecken einer Handkurbel besitzt, kann in einfachster Weise das Triebwerk für die obere oder für die untere Fallentafel mit der Antriebwelle gekuppelt werden.

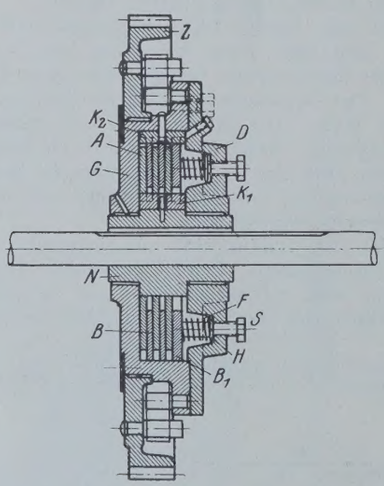


Abb. 16. Gleitkupplung der Schützen.

Bei den elektrisch angetriebenen Windwerken ist auf der Antriebwelle eine Sicherheits-Gleitkupplung aufgekeilt, die den Zweck hat, selbsttätig das Triebwerk vom Motor zu entkuppeln, wenn die Widerstände im Triebwerk zu groß werden. Diese ist nichts anderes, als eine Reibungskupplung mit einstellbarem Anpreßdruck. Während früher diese Reibungskupplungen als Reibungskegelkupplungen gebaut wurden, gelangte bei der Leerlaufschleuse Schönmühl zum ersten Male eine Lamellenkupplung für diesen Zweck zur Anwendung (s. Abb. 16). Es hat sich nämlich bei den Kegelkupplungen herausgestellt, daß bei ungenügender Schmierung und Wartung die Kegelflächen zum Fressen neigen und daß außerdem das Moment, das erforderlich ist, um die beiden Kegel aufeinander gleiten zu lassen, sehr stark von der Beschaffenheit und Starrheit des verwendeten Fettes und von der Temperatur abhängt. Diesen Übelstand vermeidet die Lamellenkupplung, denn statt der Schmierung mit Fett laufen die Lamellen in Öl, und außerdem sind die Anpreßflächen viel größer, so daß der spezifische Flächendruck bei gleichem Übertragungsmoment kleiner ausfällt und daher ein Anfressen der Lamellen nicht zu befürchten ist.

Auf die anzutreibende Welle ist eine Nabe N aufgekeilt, die den Einlegkeil K_1 trägt. Auf diese Nabe werden die Platten A geschoben, die kreisringförmig gestaltet sind und an ihrem inneren Rande zwei Ausschnitte besitzen, die mit Hilfe der Keile K_1 die Platten achsial führen, so daß sie bei Drehung der Nabe N mitgenommen werden. Das Gehäuse G und der Deckel D sitzen lose auf der Nabe und sind miteinander öldicht verschraubt. Im Gehäuse G sind die Führungskeile K_2 angeschraubt, die die Platten B mitnehmen. Letztere sind ebenfalls kreisringförmig und tragen den Ausschnitt am äußeren Rande. Im Deckel D sind die Schrauben S in Gewinden drehbar, sie drücken auf die Hülsen H, die den Druck durch die Federn F auf die oberste Platte B_1 übertragen. Durch Anziehen und Nachlassen der Schrauben S kann der Druck auf die Platten und damit das Reibungsmoment zwischen diesen ziemlich genau eingestellt werden. Dadurch, daß das System in sich vollständig geschlossen ist, hat die Antriebachse keinerlei achsiale Belastung aufzunehmen, und es ist daher auch die Anordnung eines Drucklagers überflüssig. Das Gehäuse G trägt außen auch noch den Zahnkranz Z, auf dem das unmittelbar auf der Motorwelle sitzende Antriebritzel arbeitet. Bei der Leerlaufschleuse Schönmühl ist zwischen dem Gehäuse G und dem Zahnkranz Z noch eine elastische Kupplung eingebaut, die etwa auftretende Stöße dämpft, damit sie nicht mit voller Wucht den Motor treffen. Versuche, die mit dieser Kupplung am Bremsstand vorgenommen wurden, haben die Erwartungen voll erfüllt, und auch im Betriebe hat sie sich durchaus bewährt.

Lediglich die Turbineneinlaufschleusen unterscheiden sich in ihrer Konstruktion von den eingangs erwähnten. Trotz des großen auf ihnen lastenden Wasserdruckes sind sie sehr einfach gehalten, besitzen also keine große Übertragung, was mit Hinsicht darauf, daß sie nur von Hand bedient werden, in bezug auf die Schnelligkeit der Betätigung von Bedeutung ist. Jede von den beiden Turbinenkammern wird durch zwei Schleusen verschlossen, von denen je eine als Schleppschütze ausgebildet ist. Bei diesen ist die Fallentafel geteilt, und die Zahnstangen greifen am oberen Teil an. Der untere Teil hängt mit zwei Bügeln am Oberteil, indem sich die obere Falle mit 200 mm Spielraum bewegen kann. Wird nun das Triebwerk in Bewegung gesetzt, so wird zunächst der obere Teil angehoben, was nur eine kleine Kraft erfordert, da die mit Wasserdruck belastete Fläche nicht groß ist. Durch den beim Ziehen der oberen Falle entstehenden Spalt zwischen den Fallen füllt sich die Turbinenkammer, bis Druckausgleich vorhanden ist. Jetzt läßt sich auch die untere Tafel und hernach die andere ungeteilte Tafel leicht heben. Es war daher möglich, das Triebwerk nur so stark zu bemessen, daß gerade noch der obere Fallentafelteil unter Wasserdruck und die ganze Tafel ohne Wasserdruck gezogen werden kann.

Verbindungsleitung mit dem Netz der Oberbayerischen Überland-Zentrale.

Das Werk Schönmühl steht mit dem übrigen Netz der Oberbayerischen Überland-Zentrale durch zwei 10000-V-Leitungen in Verbindung, die den allgemeinen Zwecken der Überlandversorgung dienen.

Es war notwendig, eine weitere Leitung zwischen dem Hauptspeisewerk der Oberbayerischen Überland-Zentrale, dem Leitzachwerk und der Schönmühl zu errichten, die nicht wie die beiden ersterwähnten Leitungen unterwegs Arbeit abgibt, sondern ausschließlich der Fernübertragung dient.

[1]) Geliefert von der Firma J. G. Landes, München.

Die auf dieser Leitung zu transportierende Arbeit beträgt 2000 bis 3000 kVA, die Entfernung, in der Luftlinie gemessen, 37 km. In Rücksicht auf die im Leitzachwerk bereits vorliegende Verteilungsspannung von 20000 V wurde auch die neue Leitung für diese Spannung gebaut, dabei jedoch der Umsatztransformator im Spannungsverhältnis so gewählt, daß die elektrische Arbeit im Leitzachwerk mit derselben Spannung auf der Verteilungs-Sammelschiene ankommt, wie die Arbeit, die im Leitzachwerk selbst erzeugt wird. Auf diese Weise wurde völlig freie Hand gewonnen, sowohl Wirk- als Blindarbeit in jedem gewünschten Verhältnis restlos und ohne unzulässig hohe Verluste zu transportieren.

Die Leitung wurde, mit Rücksicht auf eine spätere Abnahmestelle, vom Kraftwerk Schönmühl ab auf eine Entfernung von rd. 11 km mit Kupferseil 50 mm², auf die restliche Entfernung von 30 km mit Kupferseil 35 mm² ausgeführt. Die Gesamtlänge der Leitung beträgt 42 km, eine verhältnismäßig geringe Längenüberschreitung der 37 km betragenden Luftlinie.

Die Natur hat dieser Leitung außerordentlich viele Schwierigkeiten in den Weg gelegt. Es waren nicht allein drei große Sumpfstrecken von nahezu 7 km Gesamtlänge zu überwinden, sondern auch noch erhebliche Höhenunterschiede zu bewältigen und sehr viele Straßen, Bahnen und Flußläufe zu überqueren. Im Verlaufe der Leitung liegen z. B. 75 Straßen- und Postkreuzungen und 7 Bahn- und Flußkreuzungen. Diese ungünstigen Verhältnisse rühren daher, daß die Leitung dem Rande des Gebirges entlang von Osten nach Westen geführt werden mußte und damit sämtliche Flußläufe und Zufahrtstraßen nach dem Alpenvorlande schneidet. Infolge der Wichtigkeit der Leitung wurde auf eine hohe mechanische und elektrische Sicherheit besonderer Wert gelegt. Man ist in Rücksicht auf die elektrische Sicherheit bei der Wahl der Isolatoren und Abspannketten auf 35000-V-Material heraufgegangen und hat davon abgesehen, Eisenmaste zu verwenden, obwohl die wirtschaftliche Spannweite der Eisenmaste höher gelegen wäre, als die der zur Verwendung gekommenen Holzmaste. Die außerordentliche Häufigkeit und Schwere der Gewitter am Rande des Gebirges läßt es nicht geraten erscheinen, eine Leitung mit Stützisolatoren auf Eisenmasten auszuführen, da die sehr häufigen atmosphärischen Einwirkungen bei einer so langen Leitung sicher, hauptsächlich während des Sommers, zu immer wiederkehrenden Betriebsunterbrechungen geführt hätten.

Infolge der Wahl der Holzmaste aber wurden Spannweiten von 100 bis 120 m nur dort angewendet, wo die örtlichen Verhältnisse die Mastfundierung sehr kostspielig gestalten. Dies war auf den Sumpfstrecken der Fall. Im übrigen Verlauf der Leitung wurde eine freie Mastlänge von nicht mehr als 9 bis 10 m über Boden gewählt. Die Maste selbst sind kyanisierte weiche Holzmaste, die in sogenannten Ritterzangen befestigt sind. Diese Ritterzangen stellen einen nach Art der Froschklemmen ausgebildeten Betonfuß dar, der aus zwei Teilen besteht, ungefähr 1,50 m im Boden sich befindet und mit seinen ungefähr 1,20 m über Boden heraufreichenden Klauen den Holzmast umfaßt. Der Mast selbst ist mit durchgehenden Bolzen in die Zange eingespannt und mit seinem unteren Ende noch 25 bis 30 cm vom Boden entfernt, so daß die Erdfeuchtigkeit nicht in den Mast eindringen kann. Derartige Betonfüße wurden auch für die A-Maste angewendet, wobei die Betonfüße ebenfalls aus Eisenbeton angefertigte Fundamentplatten erhielten.

Eine eigenartige Mastkonstruktion hat sich am Sumpfgelände als notwendig herausgestellt. Es mußten hier bis zu einer Tiefe von 14 m Pfähle geschlagen werden, um eine sichere Fundierung für die Maste zu erreichen. Diese teure Fundierungsart machte es notwendig, Spannweiten bis zu 120 m anzuwenden. Dazu waren Mastlängen von 15 bis 16 m notwendig, die nicht mehr in einfachen Masten ausgeführt wurden, sondern zu zusammengebauten Holzkonstruktionen führten, wie sie in Abb. 17

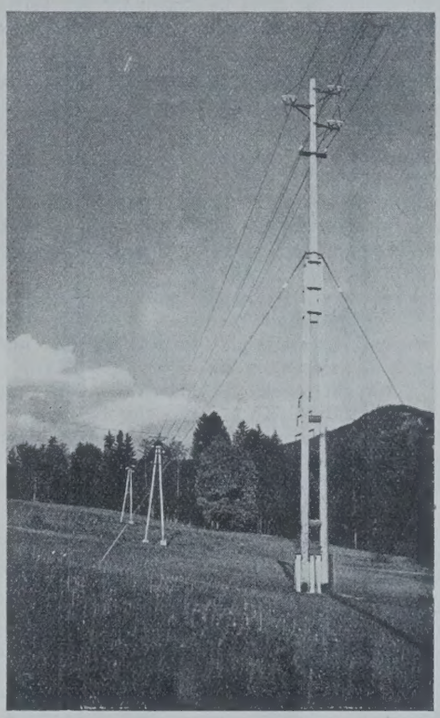


Abb. 17. Holzmastkonstruktion für Sumpfstrecken.

wiedergegeben sind. Zum Schutze gegen den Winddruck erhielten diese Maste im Sumpfgelände Windanker, da sich der Boden als zu unzuverlässig erwies, um bei schweren Föhnstürmen im Frühjahr die nötige Sicherheit noch zu gewährleisten. Eine besondere Stellung nehmen endlich im Laufe der Leitung noch die Tal- und Flußüberspannungen ein. Sie wurden in Rücksicht darauf, daß jede Abschaltung für Ausbesserungen oder Anstrich nach Möglichkeit vermieden werden muß, mit Betonmasten aus-

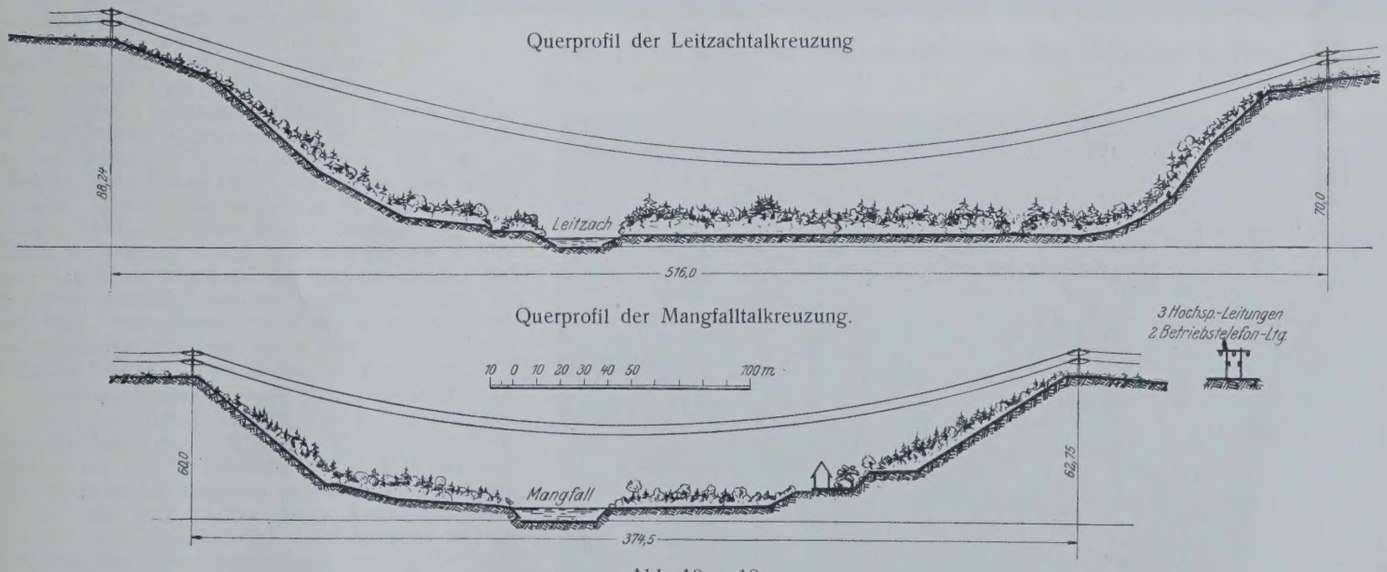


Abb. 18 u. 19.

geführt, und zwar wurden Schleuderbetonmaste mit Stahlbewehrung aufgestellt.[1]) Bei besonders großen Spannweiten, wie sie bei den tief eingeschnittenen und bewaldeten Flußtälern der Leitzach und der Mangfall vorlagen, wurden an Stelle der einfachen Betonmaste Portalkonstruktionen aus Schleuderbeton aufgestellt. Diese beiden Talüberquerungen sind maßgetreu in Abb. 18 u. 19 dargestellt. Die Durchbildung des Portals selbst

[1]) Geliefert von den Schleuderbetonwerken Erlangen.

zeigt Abb. 20. Besonders zu bemerken ist dabei, daß das ganze Portal keinen einzigen freiliegenden Eisenbestandteil aufweist.

Von den beiden Flußüberquerungen ist die an der Leitzach (Abb. 21) zurzeit die größte in Bayern und mit Ausnahme der Rheinkreuzung bei Andernach die größte in Deutschland. Ihre Spannweite beträgt 516 m, die mit fünf Seilen aus Siliziumbronze mit einem Querschnitt von je 70 mm² überspannt wird; davon sind zwei Leitungen für das Telephon bestimmt. Der Querschnitt von 70 mm² ist durch die nötige mechanische Festigkeit

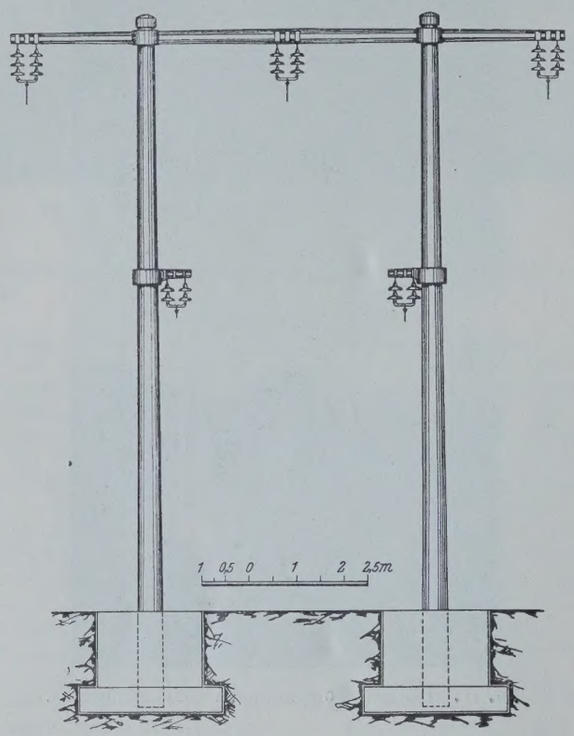


Abb. 20. Portalmast für die Leitzach- und Mangfallkreuzung.

bedingt. Die Seile wurden an Hängeisolatoren Teltow *C* aufgehängt, wobei der Isolationswert besonders hoch gegriffen wurde, um Störungen gerade an diesen Stellen möglichst zu vermeiden. Die Talkreuzungen haben zu Anfang d. J. sowohl Rauhreifbelastungen von mehr als 12 cm Durchm., als auch die Frühjahrstürme, darunter einen besonders heftigen Orkan, dem über 400 Holzmaste zum Ofer gefallen sind, ohne Störung oder Beschädigung überstanden.

Endlich ist noch zu erwähnen, daß unter der Hochspannungsleitung eine Betriebsfernsprechleitung verläuft, die eine ständige Fernsprechverbindung der beiden Kraftwerke vermittelt. Diese Betriebsfernsprechleitung ist in Siliziumbronzeseil ausgeführt, dessen Querschnitt mit Ausnahme

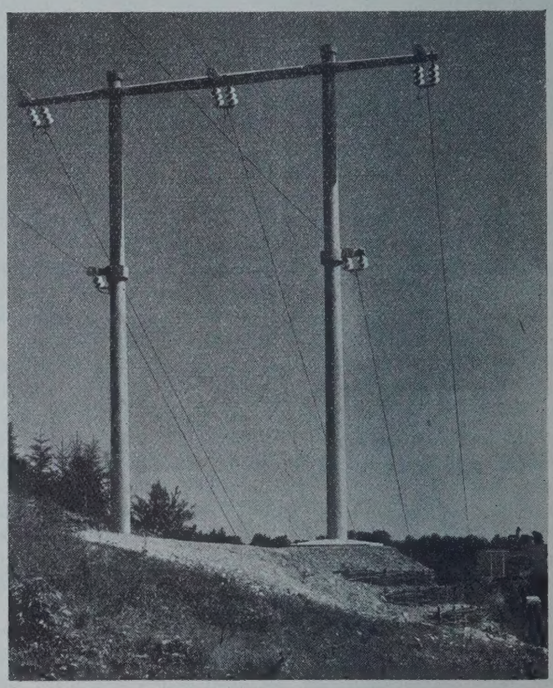


Abb. 21. Leitzachkreuzung vom linken Ufer aus gesehen.

der Talkreuzungen je nach der Spannweite 6 oder 10 mm² beträgt. Es erwies sich als notwendig, in Rücksicht auf eine möglichst gute Sprechverständigung bei dieser Leitung sämtliche Verbindungen zu löten.

INHALT: Zur Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen. — Eisenbeton als Schwellenmaterial im Hauptbahnbetriebe. — Das Wasserkraftelektrizitätswerk Schönmühl an der Loisach.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 11. Dezember 1925 Heft 54

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. Dezember erschienene Heft 23 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. K. Schaechterle: Die Vorschriften für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton und die Wirtschaftlichkeit der Verwendung von Eisenbeton für Bahnbrücken. (Schluß.) — Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch: Die im runden Schaft eines Eisenbetonschornsteins durch ungleiche Erwärmung entstehenden Spannungen. — Regierungsbaumeister R. Jacki: Fluchtentafeln für einige Rahmenformeln. — Dr. Markus Reiner: Qualitative Abhängigkeit der Bestimmungsgrößen einer Eisenbetonkonstruktion. — Kittel: Beobachtungen und Lehren bei dem neuen Erdbeben in Kalifornien.

Der Umbau einer großen Donaubrücke bei Aufrechterhaltung des Gesamtverkehrs und ohne Einbau von Notbrücken. Die im Zuge der Prager und Brünner Straße in Wien gelegene Kaiser-Franz-Joseph-Brücke (Abb. 1) genügte infolge des schnell zunehmenden Verkehrs und wegen der Eingemeindung des industriereichen Vorortes Floridsdorf den Anforderungen nicht mehr. Sie war bei 12,6 m Nutzbreite zwischen den Geländern und 6,2 m Fahrbahnbreite nicht nur zu schmal, sondern für den Verkehr mit Lastwagen von 6 t zulässiger Belastung auch zu schwach, so daß man sich entschließen mußte, sie durch ein dem neuzeitlichen Verkehr entsprechendes Bauwerk zu ersetzen.

Mit Rücksicht auf die Wichtigkeit und Unentbehrlichkeit der Brücke für den öffentlichen Verkehr wurde so vorgegangen, daß die gesamten Arbeiten bei voller Aufrechterhaltung des darübergehenden dichten Straßen- und des daruntergehenden Eisenbahn- und Schiffahrtverkehrs ohne Einbau von behelfsmäßigen Einrichtungen durchgeführt werden konnten.

Zu diesem Zweck wurde zunächst stromabwärts, dicht neben der alten Brücke, die eine Hälfte der neuen der ganzen Länge nach fertiggestellt und dem Verkehr übergeben (Abb. 2). Hierauf wurde die alte Brücke abgetragen und an ihrer Stelle die andere Hälfte der neuen aufgestellt, mit der in Verkehr befindlichen Hälfte verbunden und fertiggestellt, sodann der vorläufige Mittelträger ausgebaut (Abb. 3). Nach diesem Vorgang, der erst durch ein besonderes und — soweit bekannt — hier zum erstenmal angewendetes Einbauverfahren der Strombrückenträger möglich wurde, war man in der Lage, nach Fertigstellung der Arbeiten in der stromaufwärts gelegenen Hälfte eine ungeteilte, einheitliche Fahrbahn dem Verkehr zu übergeben.

Nach einem Berichte von Ministerialrat Hafner in der V.D.I.-Zeitschrift 1925, Heft 47, gliedert sich das Brückenbauwerk in eine 426,1 m lange Flutbrücke auf der Floridsdorfer Seite, eine aus vier vollwandigen Bogenträgern gebildete 335,1 m lange Strom- und eine 85,9 m lange Kaibrücke. Auf beiden Ufern schließen sich Zufahrtrampen an, so daß der Bau eine Gesamtlänge von 1,3 km hat. Die Nutzbreite der Brücke sowie die der stadtseitigen Rampe beträgt 24 m, jene der linkseitigen Rampe 31,1 m.

Von den 16 Pfeilern und den beiden Widerlagern, die den Überbau zu tragen haben, wurden 14 auf Eisenbeton und 3 auf Eisensenkkasten gegründet; hiervon mußten jene der Strombrücke bis zu einer Tiefe von 9,9 bis 14,0 m unter NW der Donau abgesenkt werden. Auch das Mauerwerk der Pfeiler, Widerlager und Rampenmauern besteht aus Beton und ist durchweg mit Granitquadern verkleidet. Die gesamten Überbauten der Brücke bestehen aus Eisen. In den Flutund Kaibrückenfeldern sind sieben unter der Fahrbahn liegende Vollwandträger angeordnet, während in den vier Stromfeldern je zwei mächtige Vollwandbogen mit Zugband darüber hinausragen. Die Entfernungen der Pfeilermitten betragen bei den zwölf Flutbrücken 35,1, 10 × 35,5 und 36 m, bei den vier Strombrücken 4 × 83,8 m und bei der Kaibrücke 15,1, 4 × 9,5, 2 × 14.2 und 4,1 m. Die Hauptträger der Flutbrücke bilden vier Gruppen Gerberträger mit Gelenken in den Außenfeldern, jene der Kaibrücke liegen auf flußeisernen Pendelstützen frei auf.

Die 13,8 m breite Fahrbahn bietet Raum für den zweigleisigen Verkehr von Straßenbahnzügen der schwersten Art und drei Reihen Lastfuhrwerken von 12 bezw. 28 t Gesamtgewicht. Die je 5,1 m breiten Gehwege sind für eine gleichförmig verteilte Belastung von 460 kg/m² berechnet. Die Beanspruchungen der Eisentragwerke liegen nach der österreichischen Straßen- bezw. Eisenbahnbrückenvorschrift innerhalb der zulässigen Grenzen und betragen im

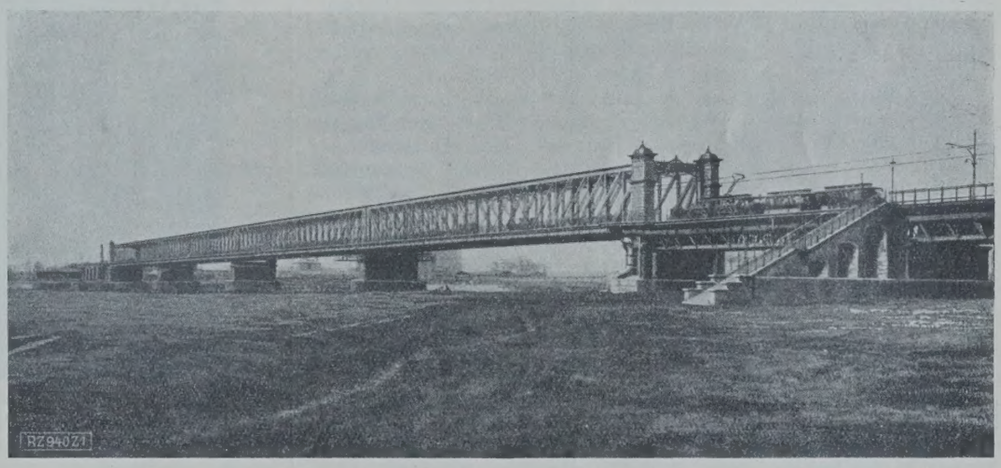


Abb 1. Die alte Kaiser-Franz-Joseph-Brücke über die Donau in Wien.

Abb. 2. Die Hälfte der neuen Brücke dem Verkehr übergeben, die alte zum Teil abgetragen.

Höchstfall 1000 kg/cm², bei Wind 1200 kg/cm².

Der Bau wurde anfangs Mai 1913 begonnen und sollte nach dem ursprünglich aufgestellten Bauplan in 4½ Jahren beendet werden. Durch den Krieg und seine wirtschaftlichen Folgen, die die Arbeiten zwar wiederholt ins Stocken, jedoch nie vollständig zum Stillstande brachten, verzögerte sich die Fertigstellung bis Ende 1923.

Wie auch Abb. 4 zeigt, bildet die neue Floridsdorfer Brücke wegen der Zweckmäßigkeit ihrer Anlage, der Großzügigkeit der Ausführung und nicht zuletzt dank der Einfachheit und Gefälligkeit ihrer architektonischen Ausgestaltung ein würdiges Baudenkmal Wiens. Sie gibt ein gutes Zeugnis von der Leistungsfähigkeit der österreichischen Industrie sowie von der Tatkraft der Ingenieure Österreichs und darf mit Recht zu den schönsten Brücken der Gegenwart gezählt werden.

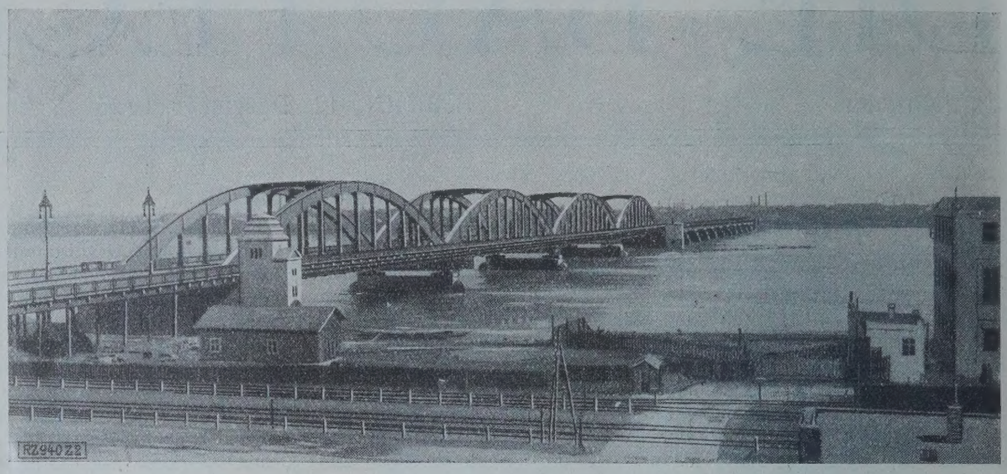


Abb. 4. Florisdorfer Brücke, erbaut an Stelle der Kaiser-Franz-Joseph-Brücke über die Donau in Wien.

Bücherschau.

„Hütte" Des Ingenieurs Taschenbuch. Herausgegeben vom Akademischen Verein Hütte E. V. in Berlin. 25. neubearbeitete Auflage. I. Band. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. 1080 S. Preis: In Leinen 13,20 R.-M., in Leder 15,90 R.-M.

Die „Hütte" hat sich zwar niemals damit begnügt, von Auflage zu Auflage in demselben Gewande zu erscheinen, diesmal hat sie aber ein ganz besonderes Gewand angelegt, ein Jubiläumskleid. Obgleich der I. Band, wie auch schon früher, sich im wesentlichen auf die grundlegenden, die Hilfs-Wissenschaften des Ingenieurs beschränkt, die im allgemeinen vom Sturme der Zeiten wenig berührt werden, sind diesmal doch sämtliche Abschnitte gründlich umgearbeitet und zum Teil auch wesentlich ergänzt worden. Die Zahl der fachwissenschaftlichen Bearbeiter allein des I. Bandes ist auf 33 gestiegen. Zwischen die Abschnitte „Mechanik" und „Wärme" ist ein Abschnitt „Technische Physik" neu eingeschoben worden, in dem unter I. der Schwingungsvorgang bei einfachen und gekoppelten Schwingungsgebilden, unter II. die Berechnung der Schwingungszahlen für Saiten, Luftsäulen, Stäbe und Wellen, unter III. die schwingungstechnischen Prinzipien der mechanischen Leistungsabgabe, unter IV. die Akustik (Schallfeld, Schallapparate, Frequenzbereich von Sprache und Musik, Akustik großer Räume), unter V. der Schutz gegen Erschütterungen und Schallübertragung und unter VI. die Optik behandelt werden. Es ist dies ein erster Versuch, der, wie auch das Vorwort besagt, noch nichts Vollendetes darstellt, aber sicherlich einen wertvollen Anfang für etwas in späteren Auflagen ebenso Vollendetes wie die übrigen Abschnitte bildet. Bezüglich des „Anhanges" darf vielleicht ein Wunsch für die nächste Auflage ausgesprochen werden: Das Kapitel VI soll nach seiner Überschrift enthalten die „Gesetze zum Schutze des gewerblichen Eigentums". Das „Deutsche Reichsgesetz betreffend den Schutz von Gebrauchsmustern" ist dort im Auszug abgedruckt zu finden, das doch viel wichtigere „Deutsche Patentgesetz" hingegen ist nur mit wenigen Zahlenangaben abgetan. Dieser kleine Mangel hat natürlich für den Wert des ganzen Werkes, das im übrigen keiner Empfehlung bedarf, nichts zu bedeuten. Druck, Papier und Ausstattung sind — wie immer — vorzüglich. Zweiling.

Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten. Von Dr.-Ing. H. Marcus. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis 5,10 R.-M.

In einem kleinen Werkchen von 91 Seiten unternimmt es der Verfasser, für ringsum aufliegende, kreuzweise bewehrte Platten einfache und gebrauchsfertige Formeln der Höchstwerte der inneren Kräfte zu geben. Er behandelt im ersten Teil Belastung durch gleichmäßig verteilte Last, im zweiten Teil den Fall der Einzellast in der Plattenmitte, beide Male für freie Auflagerung auf allen Rändern, volle Einspannung eines Teils oder aller Ränder und für in einer oder nach allen Richtungen durchlaufende Platten. Als Richtschnur nimmt der Verfasser die Momentenwerte, die er in seinem Buche über die Theorie elastischer Gewebe mit Hilfe der Elastizitätstheorie für die isotrope Platte errechnet hat. Für die Form der Näherungsformeln geht er von dem alten Näherungsverfahren aus, das die Durchbiegung zweier senkrecht zueinander stehender mittlerer Plattenstreifen von der Breite 1 einander gleichsetzt und daraus folgend die Belastung p auf die beiden Richtungen im umgekehrten Verhältnis der Durchbiegungen verteilt, die diese Streifen unter einer Last $p = 1$ erfahren. Die so erhaltenen Biegungsmomente werden mit $\mathfrak{M}$ bezeichnet. Nun nimmt der Verfasser an, daß die zu einem gebogenen Mittelstreifen senkrecht stehenden Streifen, deren Querschnitt am Rande wagerecht aufliegt, in der Mitte jedoch die Neigung der elastischen Linie des gebogenen Streifens annehmen muß, auf den letzteren einen entlastenden Drillungswiderstand ausüben. Der Bruchteil q, um den die Biegungsmomente dadurch verkleinert werden, wird durch eine nicht näher abgeleitete, einfache Formel dargestellt, so daß die für die Bemessung in Rechnung zu stellenden Biegungsmomente $M = \mathfrak{M}(1 - q) = \mathfrak{M}\,\nu$ betragen. Die gewählte Formel für ν wird durch die sich ergebende gute Übereinstimmung der damit ausgerechneten Näherungswerte für die Biegungsmomente in Plattenmitte und an den Einspannungsstellen mit den entsprechenden Werten seines Buches über elastische Gewebe gerechtfertigt.

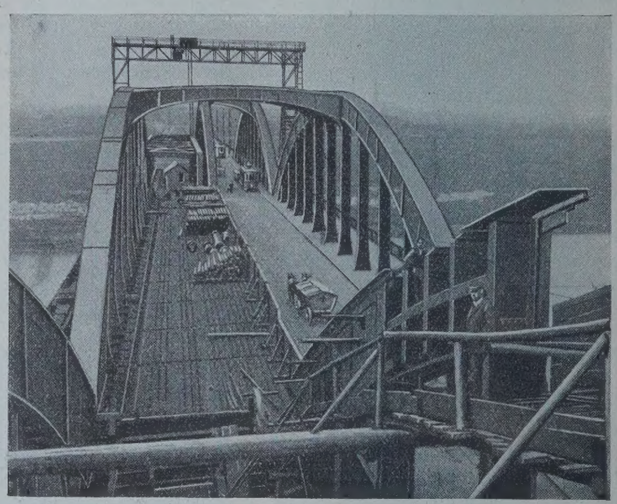


Abb. 3. Ausbau des Mittelträgers in einem Stromfeld; die neue Brückenhälfte im Verkehr. Zweiter Bauabschnitt.

Der Anteil der Last $q\,p$ oder $q\,P$, der durch Drillungssteifigkeit der Streifen übertragen werden soll, beträgt bei der freiaufliegenden Platte $^5/_{12}$, bei durchlaufenden Platten $^1/_3$ bis $^1/_6$, bei allseitig eingespannten Platten $^5/_{36}$ der gesamten Belastung. Dieser Lastübertragung durch den Drillungswiderstand entsprechen natürlich am Rande und insbesondere in den Ecken der freiaufliegenden Platte große Drillungsmomente, die sich in Eckkräfte und Zusatzbelastung des Randauflagers umsetzen. Diese Größen werden durch die Formeln S. 52 bis 55 zu klein wiedergegeben, und zwar in der Hauptsache deshalb, weil der Verfasser, nachdem er für die Momente in der Mitte eine Querdehnungsziffer $m = \infty$ angenommen hat, jetzt in der Ecke die Werte der Elastizitätstheorie mit $m = {}^{10}/_3$ zur Richtlinie seiner Näherungsformeln macht. Dadurch zeigt sich auf S. 55 eben das befremdliche Ergebnis, daß im Diagonalschnitt der Mittelwert des Biegungsmoments von Mitte und Ecke $= \frac{0{,}0365 + 0{,}0299}{2} \cdot pl^2 \approx \frac{p\,l^2}{30}$ wird, wo doch die einfachen statischen Gleichgewichtsbedingungen

für jedes Formänderungsgesetz, auch bei festgehaltenen Ecken, einen Mittelwert von $\frac{p l^2}{24}$ erfordern, der bekannt ist (C. Bach), und den die richtige Anwendung der Elastizitätstheorie für jeden Wert von m ergibt.[1]) Der weiteren Frage, ob bei seitenparalleler Bewehrung den Plattenstreifen solche Drillungsmomente zugemutet werden dürfen, insbesondere bei der im Randgebiete verringerten Bewehrung der Marcusschen Beispiele, ist wohl nicht die genügende Aufmerksamkeit gewidmet. Die zur Aufnahme der Drillungsmomente erforderliche Bewehrung bedürfte noch einer eingehenden Erörterung. Die gefährlichsten Punkte sind nicht nur die Ecken freiaufliegender Platten, sondern auch die Mitte des Plattenviertels bei eingespannten quadratischen Platten, etwa in Höhe der Wendepunkte der elastischen Linie der Mittelschnitte, wo die Drillungsmomente hohe Werte erreichen.

Solange diese Fragen nicht geklärt sind, wird man auf die durchaus unsichere Mitwirkung der Drillungsmomente verzichten müssen; damit wird $\varphi = 0$ und $\nu = 1$, für alle Fälle, und die Formeln entsprechen der des bekannten Steifenverfahrens, bei dem man die Durchbiegungen der mittleren Streifen für die Plattenmitte einander gleichsetzt. Diese Formeln werden dem Ingenieur gute Dienste leisten können. Dr.-Ing. Hch. Leitz.

Beton-Kalender 1926. Taschenbuch für Beton- und Eisenbetonbau sowie die verwandten Fächer. Herausgegeben von der Zeitschrift „Beton u. Eisen". XX. Jahrgang. 2 Teile mit 1036 Textabbild. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis Teil I geb., Teil II kart. 7,20 R.-M.

Kurz nach der öffentlichen Bekanntgabe der neuen deutschen Eisenbeton- und Betonbestimmungen vom September 1925 ist der neue, zwanzigste Jahrgang des in weiten Fachkreisen bekannten und beliebten Beton-Kalenders erschienen, und zwar, ebenso wie für 1925, in zweibändiger handlicher Ausgabe. Der erste Band behandelt die Hilfswissenschaften und Bestimmungen, während im zweiten Bande die Anwendungen der Eisenbetonbauweise auf die einzelnen Gebiete des Hoch- und Tiefbaues eingehend, wenn auch naturgemäß in knapper Darstellung erörtert sind. Schon ein Blick in den neuen Jahrgang lehrt, daß er zeitgemäß bearbeitet, weiter ausgestaltet und wesentlich vervollkommnet ist. Ist doch der Teil I um 35 Seiten, der Teil II sogar um 104 Seiten an Umfang gewachsen! Eine große Anzahl neuer Namen von gar gutem Klang, deren Aufzählung wir uns hier versagen müssen, finden sich in dem Verzeichnis der Mitarbeiter des Kalenders; sie bürgen dafür, daß etwas Gutes geleistet ist.

Von Neubearbeitungen seien besonders hervorgehoben im Teil I die Kapitel: „Statische Berechnung ebener Platten", „Zementmörtel und Beton", „Luftmörtel und hydraulische Mörtel", „Statische Berechnung der Eisenbetonbauten", sowie die amtlichen deutschen Bestimmungen vom September 1925 und die ausländischen Eisenbetonbestimmungen, zu denen übrigens die englischen, schwedischen und italienischen Bestimmungen neu hinzugekommen sind. Daß auch die neuen preußischen Vorschriften für die Verwendung von Flußstahl für Hochbauten sowie die Vorschriften der Deutschen Reichsbahn für eiserne Eisenbahnbrücken, beide vom 25. Februar 1925, überall gebührend berücksichtigt sind, bedarf kaum der Erwähnung.

Zu S. 475 wird uns berichtigend mitgeteilt, daß als Vorsitzender des „Deutschen Traßbundes" gegenwärtig der Direktor Heinrich Pickel, Kottenheim, wirkt, und daß Prof. Roš Direktor der Materialprüfungsanstalt Zürich ist.

Wir werden ferner darauf hingewiesen, daß die auf S. 433 des Teiles I abgedruckten „Regeln für die Lieferung und Prüfung von Mauerziegeln (Backsteinen)" vom 8. Dezember 1919 nicht mehr gültig, sondern durch das auch behördlich eingeführte Normenblatt „Mauerziegel (Backsteine) Dinorm 105" vom August 1922 ersetzt sind (vgl. dazu u. a. Zentralbl. d. Bauverw. 1923, S. 8 u. S. 504, ferner die vom Reichsverdingungsausschuß aufgestellten Technischen Vorschriften für Bauleistungen von 1925 unter II. A. 2). Inhaltlich weicht übrigens das „Normenblatt" nur wenig von den „Regeln" ab. — Über eine Berichtigung zu S. 298 (Schubspannungen) folgt später besondere Mitteilung.

Im Teil II bilden namentlich die neuen, gründlich bearbeiteten Kapitel Dachbauten, Straßenbau, Wasserbau und Wasserkraftanlagen eine wichtige Erweiterung des Stoffes, aber auch die übrigen Kapitel zeigen wesentliche Fortschritte und vor allem eine zeitgemäße Durcharbeitung.

So wird der neue Jahrgang durch seine erstaunliche Reichhaltigkeit und durch die Zuverlässigkeit seiner Angaben, auch durch seine vortreffliche Ausstattung, die dem rührigen Verlage alle Ehre macht, ohne Zweifel sich wiederum zahlreiche neue Freunde erwerben und sich die früheren erhalten. Einer ausdrücklichen Empfehlung bedarf der Beton-Kalender heute wohl nicht mehr. Ls.

[1]) H. Leitz, Die Berechnung der freiaufliegenden rechteckigen Platte. 1914, Wilhelm Ernst & Sohn, sowie „Die Bautechnik" 1923, S. 163: Eisenbewehrte Platten bei allgemeinem Biegungszustande.

A practical treatise on Suspension Bridges. By D. B. Steinman. New York 1922. J. Wiley & Sons (London, Chapman & Hall). VIII u. 204 S., 58 Abb., 3 Tafeln. Preis 1 £.

Seitdem im Jahre 1905 das bekannte Werkchen von Dr. Bohny „Theorie und Konstruktion versteifter Hängebrücken" erschienen ist, sind zwar zahlreiche Brücken dieser Art gebaut und noch mehr Entwürfe veröffentlicht worden — ich erinnere an die Kölner Wettbewerbe — es fehlt aber an einem Werke, das den heutigen Stand des Hängebrückenbaues erschöpfend zusammenfaßt. Auch die an sich vorzüglichen Abschnitte über dieses Gebiet in den größeren Werken über den ganzen Brückenbau (Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Schaper, Bernhard) bieten dafür keinen vollen Ersatz, ebensowenig wie das Buch „Ponts suspendus" von Leinekugel le Cocq (Paris 1911) dem in der Praxis stehenden Ingenieur etwas bietet. Ich halte es deshalb für richtig, die Aufmerksamkeit der Eisenbauer auf dieses allerdings schon 1922 erschienene Werk zu lenken, das diese Lücke zum großen Teile ausfüllt.

Der Verfasser ist ja wohl allen Brückenbauern, nicht nur denen, die die englische Fachliteratur kennen, längst bekannt durch wissenschaftliche Arbeiten und seine Tätigkeit als beratender Ingenieur bei großen Brückenbauten und Entwürfen der letzten Jahre. Ich erinnere an seinen Entwurf für Sydney.[1])

In dem ersten Abschnitt des Buches entwickelt er kurz, aber klar und ziemlich vollständig die gewöhnliche Theorie der Hängebrücken ohne und mit Versteifungsträger in Höhe der Fahrbahn und in unmittelbarer Verbindung mit dem Kabel. (Die genauere Theorie hat er in einem besonderen Werke dargestellt.)

Der zweite Abschnitt bespricht die konstruktiven Einzelheiten, die den Hängebrücken eigentümlich sind. Die reiche Erfahrung des Verfassers macht diesen Abschnitt besonders anregend, wenn auch naturgemäß hier gerade amerikanische Ausführungen und Bauweisen stark in den Vordergrund treten. Es dürfte aber von allgemeinem Interesse sein, daß der Verfasser u. a. ein Bild eines Entwurfes zu einer Eisenbahnbrücke von rd. 270 m Stützweite mit Augenstabketten und einfachem Versteifungsträger bringt, also offenbar diesen Typ für Eisenbahnbrücken als durchaus möglich ansieht.

Der dritte Abschnitt bringt sehr gut ausgewählte Beispiele der zu einem Entwurf erforderlichen Berechnungen. Er wird besonders Studierenden und jüngeren Berufsgenossen äußerst lehrreich sein.

Ganz besonders wertvoll scheint mir der vierte Abschnitt. Er bringt eine eingehende Darstellung der Montagevorgänge, insbesondere der Kabel aus parallelen Drähten, aber auch von anderen Hängebrückenformen, z. B. der Kölner Straßenbrücke.

In einem Anhang gibt der Verfasser drei Kurvenblätter, die zur schnellen Ermittlung der größten und kleinsten Momente und Querkräfte einfach statisch unbestimmter Hängebrücken mit und ohne Belastung der Rückhaltekabel verwendet werden können.

Der Wert des in bezug auf Druck und Abbildungen glänzend ausgestatteten Buches liegt in der klaren, übersichtlichen Zusammenstellung des ganzen, sonst weit zerstreuten Stoffes. Jedem des Englischen mächtigen Brückenbauer, der sich mit Hängebrücken befassen will, ist es auf das wärmste zu empfehlen. Mullenhoff.

Temperaturschwankungen und Temperaturbewegungen von Beton- und Steinbrücken. Von Dr.-Ing. Friedrich Vogt. 77 S. mit 11 Textabb. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 5,70 R.-M.

Bei der Berechnung von statisch unbestimmten Tragwerken, die im Freien liegen, spielt die Berücksichtigung des Einflusses von Wärmeschwankungen eine bedeutende Rolle. Bei eisernen Bauwerken lassen sich diese Einflüsse verhältnismäßig leicht verfolgen. Das Elastizitätsmaß des Baustoffes ist praktisch unveränderlich, der Wärmezustand der einzelnen Teile des Tragwerkes läßt sich aus wenigen Beobachtungen leicht angeben, wodurch eine hinreichend genaue Berechnung des äußeren und inneren Gleichgewichtes möglich ist, sogar mit Berücksichtigung ungleichmäßiger Erwärmungszustände (wenn z. B. ein Hauptträger im Schatten liegt) und des räumlichen Zusammenhanges der einzelnen Teile des Bauwerks.[2])

Wesentlich schwieriger liegt die Aufgabe bei Brücken aus Stein, Beton oder Eisenbeton. Die Praxis pflegt sich hier so zu helfen, daß eine gleichmäßige Wärmeänderung des Gewölbes in allen Teilen um $\pm$ 10 bis 20 ° vorausgesetzt wird, auch die meisten amtlichen Vorschriften verlangen die Berücksichtigung einer Temperaturschwankung von $\pm$ 15 °. Bei flachen Gewölben mit ansehnlicher Scheitelstärke erhält man dabei leicht bedeutende Zusatzspannungen.

Daß diese Berechnungsart den wirklichen Verhältnissen nicht entspricht, ist bekannt. Bei einem gewöhnlichen Gewölbe mit Stirn-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 3.

[2]) Dr.-Ing. K. Pohl, Beitrag zur statischen Berechnung von Bogenbrücken als räumliche Fachwerke, „Die Bautechnik" 1923, S. 111.

mauern ist der ganze Rücken dem Einfluß der Luftwärme entzogen, Sonnenbestrahlung pflegt nur eine Stirnseite zu erwärmen. Die Wärme dringt langsam in das Innere des Gewölbes ein, und wenn es jemals überhaupt möglich sein wird, diesen verwickelten Vorgang in seiner Einwirkung auf die Spannungsverhältnisse im Innern des Gewölbes durch die Annahme einer mittleren Temperaturzu- und -abnahme einigermaßen wiederzugeben, so wird ein solcher Ersatzwert die besonderen Verhältnisse des einzelnen Bauwerks, z. B. Stärke und Breite, berücksichtigen müssen. Es sei nur darauf hingewiesen, daß bei einem größeren Wärmeunterschiede der beiden Stirnflächen eines Gewölbes, der längere Zeit anhält, die Mantellinien nicht mehr gerade bleiben, was Normalspannungen senkrecht zur Brückenachse zur Folge hat.

Die vorliegende Arbeit von Vogt stellt einen ausgezeichneten Versuch dar, in diese schwierigen Verhältnisse einzudringen. Der erste Teil gibt eine sehr erwünschte Zusammenstellung aller wichtigeren bisherigen Beobachtungen der Bewegungen von Betonbauten, soweit sie sich auf die alleinige Wirkung von Wärmeschwankungen zurückführen lassen. Die eingehenden Messungen von Schürch am Langwieser Talübergang sind hier besonders zu erwähnen; sie zeigten schon, daß die täglichen Temperaturschwankungen nur stark gedämpft, verzögert und nur bis zu einer geringen Tiefe in den Beton eindringen.

Im zweiten Teil entwickelt der Verfasser eine Theorie für das Eindringen der Wärme in einen homogenen Betonkörper. Hierbei werden der Übergang der Wärme aus der Luft an die feste Wand des Körpers und ihre Fortleitung in das Innere unterschieden. Das Ergebnis ist eine Differentialgleichung für die innere Wärmeleitung, die die dämpfende Wirkung der Tiefe und den Einfluß der Zeit zahlenmäßig zu erfassen erlaubt. Es ist also hiernach möglich, einen gegebenen äußeren Temperaturverlauf an beliebiger Stelle im Innern des Körpers zu verfolgen und anzugeben, welche Temperatur an dem betrachteten Punkte entstehen und nach welcher Zeit dies eintreten wird.

Im dritten Teil versucht der Verfasser, die mittlere Temperaturschwankung ΔT zu bestimmen, die einer statischen Berechnung zugrunde gelegt werden könnte, indem er auf Grund seiner Theorie über die Wärmeleitung die höchsten und niedrigsten mittleren Temperaturen des Bauwerks als Funktion der erfahrungsgemäß ungünstigsten äußeren Temperaturschwankungen und der Abmessungen des Bauwerks (Gewölbestärke) berechnet. Es ergeben sich Temperaturschwankungen im Bauwerk, die bei 20 cm Stärke 45°, bei 1 m Stärke noch 33° betragen. Die vorschriftsmäßige Annahme von $\Delta T = \pm 15° = 30°$ erscheint hiernach eher zu günstig, allerdings beziehen sich die Zahlen von Vogt auf Gewölbe mit freiliegender Rückenfläche.

Auch der Vergleich von Scheitelbewegungen auf Grund seiner Berechnung eines mittleren ΔT mit beobachteten Werten zeigt, daß Vogts Untersuchung den wirklichen Verhältnissen recht nahe zu kommen scheint. Leider ist das Beobachtungsmaterial in dieser Beziehung vielfach lückenhaft, weil die Messungen immer nur an den Scheitelpunkten der Stirnflächen vorgenommen wurden, wo ohnehin ungewöhnliche Spannungs- und Formänderungsverhältnisse herrschen.

Aus diesem Grunde möchten wir die treffliche Schrift von Vogt auch besonders jeder Behörde und jeder Bauunternehmung, die sich mit der Ausführung von Betonbauten zu befassen haben, dringend zum Studium empfehlen. Mit weniger Kosten und geringerem Zeitaufwande als bisher lassen sich einige wenige Zahlen gewinnen, die uns auf Grund der Untersuchungen Vogts ein klareres Bild von dem Wärme- und vielleicht auch von dem Spannungszustande des Bauwerks geben können, als dies bisher möglich gewesen ist.

Dr.-Ing. K. Pohl.

Linienführung. Von Prof. Dr.-Ing. Giese, Prof. Dr.-Ing. Blum und Prof. Dr.-Ing. Risch. Teil II, Bd. 2 der Handbibliothek für Bauingenieure. 435 Seiten mit 184 Text-Abbild. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 21 R.-M.

Das trefflich ausgestattete, kurz, verständlich und übersichtlich abgefaßte Werk behandelt in zwei Hauptabschnitten die Eisenbahngeographie, sowie die Linienführung und allgemeine Bahnanlage. Im einzelnen finden sich beim 1. Abschnitt nach einer Einleitung A. „Die für den Verkehr wichtigsten geographischen Gebilde", B. „Die Eisenbahngeographie Deutschlands (Mittel-Europa)", ferner beim 2. Abschnitt I. Einleitung, II. Wirtschaftliche Erwägungen, III. Eisenbahnfahrzeuge, IV. Betriebstechnische Grundlagen der Linienführung, V. Bautechnische Vorschriften und Gestaltung der Bahnanlage, VI. Grundsätze für die Linienführung, VII. Schutzanlagen, VIII. Lage der Bahn zu anderen Verkehrswegen, IX. Bau- und Betriebskosten, X. Ausführung der technischen Vorarbeiten, XI. Geschäftsgang bei der Herstellung von Eisenbahnanlagen, XII. Bauausführung einer Eisenbahn.

Dieses Werk, das eine recht bemerkenswerte und ergiebige Einleitung über Geographie, Gründe, Arten und Anforderungen des Verkehrs, über seine Stellung zur Natur, über seine Gesamt-Anordnung und Änderungen, über seine Freunde und Feinde gibt, führt uns in interessanter Weise in diesen heute so bedeutenden, im Leben der Völker unentbehrlich gewordenen Zweig des Ingenieurwesens nach zeitgemäßen, allgemein weltwirtschaftlichen und betriebstechnischen Gesichtspunkten ein.

Ein solches Buch, das die Gesamt-Erfahrungs-Wissenschaft großzügig und einheitlich zusammenfaßt und verständlich darstellt, muß für den Interessierten als unentbehrlich bezeichnet werden; es kann dem Lernenden und dem reifen Praktiker nachhaltig zur Anregung, zur Belehrung sowie zum Anhalt dienen. Bei einer Neu-Auflage würde es sich empfehlen, das Werk nicht „Linienführung", sondern „Linienführung der Eisenbahn" zu nennen.

Dr.-Ing. Herbst, Regierungs- und Baurat.

Verwitterung in der Natur und an Bauwerken. Für Bau-, Kultur- und Erhaltungsingenieure, Architekten usw. Von Prof. Ing. Vinzenz Pollack. Bd. 30 der „Technischen Praxis". Mit 120 Abb. und einer Tafel. 563 S. Wien, Waldheim-Eberle A.-G., u. Leipzig, Otto Klemm. Preis 4,50 R.-M.

Die Stoffmenge, die sich hinter dem vorstehenden schlichten Titel verbirgt, überrascht den Leser schon beim flüchtigen Durchblättern des Buches mit seinen zahlreichen Literaturangaben. Dringt er aber tiefer in das Studium des Werkes ein, so muß er vollends staunen über die fruchtbare Arbeit, die hier geleistet worden ist, und dem Verfasser Dank dafür wissen. Zum erstenmal ist hier das ganze Gebiet der Gesteinsverwitterung sowohl in der Natur als auch an Bauwerken vorgeführt, und zwar unter Berücksichtigung aller bekannten erreichten Ergebnisse und der neuesten Forschungsstandpunkte. Und nicht nur auf den Naturstein wird die Betrachtung beschränkt; sie erstreckt sich (unter Ausschluß des Holzes) auch auf alle übrigen Hauptbaustoffe: Ziegel, Eisen, Beton.

Es ist hier nicht möglich, auch nur einen entfernten Begriff zu geben von dem bis in die äußersten Winkel materialkundlichen Wissens führenden Reichtum des Buches und von der Gründlichkeit der sachlichen Behandlung des gewaltigen Stoffes, von dem der Verfasser im Vorwort bescheiden sagt, daß er nur einen kleinen Abschnitt aus dem großen Kapitel der technisch-praktischen Geologie und Morphologie nebst ihren Hilfszweigen geben wolle. Die folgende gedrängte Inhaltsübersicht muß hier genügen.

Der erste „Allgemeine Teil" des Buches ist vorwiegend der Verwitterung in der Natur gewidmet, und es werden hier die letzten Grundlagen für Erkenntnis und Verständnis der Steinverwitterung behandelt. Demgemäß sind Gebirgsbildung, Gesteinsbildung und -zerstörung, letztere als physikalische, chemische und organische Verwitterung gegliedert, die Hauptthemen des „Allgemeinen Teils". Es kommen da zur Besprechung: die verschiedenen geotektonischen Vorgänge, die Kontraktionstheorie und Gebirgsfaltungslehre, die Isostasie usw.; ferner: Verwitterung und Zersetzung im besonderen, mit breiter Darstellung des „Sonnenbrand"schadens, Frostsprengung, Kontraktionsformen, Spalt- und Kluftbildung, Bodenbildung, Materialverfrachtung der verschiedenen Art, Sedimentierung, Diagenese, Erhärtung usw. Bei den Kapiteln Verwitterung und Bodenbildung wird die neuzeitige Verwitterungslehre unter der Mitzugrundelegung der immer mehr sich auswachsenden und für die praktischen Anwendungen Bedeutung gewinnenden Kolloid- oder Dispersionschemie erörtert. Die Wirkung der Rauchgase auf Bausteine (nebenher auch auf Böden und sogar Pflanzenwuchs) kommt schon im „Allgemeinen Teil" vorbereitend und im Anschluß an Beobachtungen an den Domen von Köln und Ulm usw. zur Sprache. Dann folgen Kapitel über Steinschäden durch Algen-, Pilz-, Flechten- und Mooswucherung, über Farbenwechsel und Verwitterungsverlauf bei Gesteinen sowie bereits über Schutzmittel für Bausteine nebst den Sächsischen und den Rathgenschen Versuchen hierzu und endlich über Moränenbildung.

Im „Besonderen Teil" des Buches, hauptsächlich der Steinverwitterung im Bauverband gewidmet, werden zunächst die älteren Versuche der Prüfungsanstalten für Baustoffe besprochen, namentlich die v. Tetmajerschen (Zürich) und die neueren Untersuchungen der „Geotechnischen Kommission der Schweiz". Sodann kommen, vorwiegend nach Hirschwald, die Verwitterungsvorgänge unter Aufführung der 14 Hirschwaldschen Sandsteinverwitterungstypen zur Erörterung. Dann folgen die Untersuchungen über Theorie der Frostwirkung, über Wasseraufnahme und Erweichbarkeit (alles nach Hirschwald) und endlich über Wetterbeständigkeit. Hierbei wird der Garyschen Dauerversuche gedacht und das gründliche Hirschwaldsche Wetterbeständigkeits-Prüfungsverfahren vorgeführt. Weniger als diese Darlegungen und die sonstigen eigenen Ausführungen Pollacks befriedigt das allzu kurze Kapitel: „Abgekürzte Verfahren" (der Wetterbeständigkeitsprüfung). Sein Inhalt hält nicht ganz, was die Überschrift verspricht. Es werden nämlich hier nur Mitteilungen über gewisse Verhandlungen auf dem VI. Internationalen Kongreß für die

Materialprüfungen der Technik, 1912 in New York, gebracht, besonders über Prüfungen von Bahn- und Straßenmaterial. Zwar wird auch die ausnehmende Wichtigkeit der Beurteilung der Wetterbeständigkeit vor der Verwendung der Bausteine mit Recht hervorgehoben. Vermißt aber wird eben gerade das Eingehen auf die „Abgekürzte“ oder die sogen. „Künstliche Wetterbeständigkeitsprobe“. Zu einer kritischen Würdigung dieses Prüfungsverfahrens wäre hier beste Gelegenheit und der rechte Ort gewesen. Sie fehlt — abgesehen von Hirschwalds wenig befriedigenden Äußerungen in seinem „Handbuch der bautechnischen Gesteinsprüfung, Berlin 1912“ — in nur halbwegs begründender Weise im Schrifttum noch ganz. Dem Manne der Praxis aber ist es gerade um solch ein „Abgekürztes“ Verfahren (soweit es möglich ist) zu tun. Von besonderem Belang und für die eigene Urteilsbildung des Lesers förderlich sind die zahlreichen Beispiele von Steinverwitterung an erhaltungswichtigen Bauten nebst den Äußerungen der zuständigen Baubeamten oder Forscher dazu. Es handelt sich um die Dome von Münster in Westf., Köln und Ulm, um das Straßburger Münster, den Wiener Stephansdom und den Dom zu Linz, um die Kirche St. Martin in Köln und die Katholische Hofkirche in Dresden, um die Westminster-Abtei und die Pauls-Kathedrale in London, um die Dreifaltigkeitskirche in New York sowie ferner um eine Reihe von Profanbauten. Bei diesen Erörterungen kommen die hier und da noch voneinander abweichenden Ansichten über die Schadenwirkung der Rauchgase zur Sprache, sodann besonders die schalige Verwitterung, die bei den Wetter- und Rauchschäden am Kölner Dom eine so große Rolle spielt. Meßvorrichtungen zur Feststellung von Bewegungen am Bauwerk durch Temperaturwechsel (z. B. am Otto-Heinrichs-Bau des Heidelberger Schlosses) werden geschildert. Dann folgen Kapitel über Verwitterung im Gebäudeinnern und über den Einfluß der Mörtel auf die Steine, dem v. d. Kloes bekanntlich die Verwitterung zum großen Teil zuschreiben wollte. — Sehr schätzenswert sind die auf ausgiebige Benutzung der vorliegenden Erfahrungen und das mächtig angewachsene Schrifttum gegründeten Ausführungen Pollacks über Zement- und Betonschädenuntersuchungen. Die mannigfachen Ursachen der Betonschäden (schädliche Stoffe im Baugrunde, im Grundwasser usw.) und die entsprechenden Schutzmaßnahmen werden gründlich besprochen. Den Schluß bilden Verwitterungserscheinungen an Kanälen, Hafenmauern, Tunneln. Nach Besprechung der Rostschäden und des Rostschutzes, unter Voranstellung der neuen Lokalstromtheorie zur Erklärung der Rostbildung, schließt das Pollacksche Werk mit den Ziegelmauerwerkschäden, insbesondere den Salzausblühungen, und dem Verhalten der Ziegel (sowie auch der Natursteine) im Feuer und gegen Elektrizität.

Pollack hat mit tief eindringender Sachkenntnis, weitreichender Erfahrung und seltener Belesenheit in dem vorliegenden Buch ein Werk geschaffen, das im Besitze keines der zahlreichen Berufe, Verwaltungen und Einzelpersonen fehlen sollte, für die es bestimmt ist. Zu wünschen gewesen wäre möglichste Vermeidung von Fremdwörtern, an denen die deutsche rein wissenschaftliche und technische Literatur leider überreich ist, sowie von gewissen als kleine sprachliche Schönheitsfehler wirkenden mehr ortsgebrauchhaften Wendungen, wie z. B.: mehr weniger (statt mehr oder weniger), mindest (statt mindestens) Technik (statt Technische Hochschule), selbe (statt dieselbe), rückführbar (statt zurückführbar), ober dem (statt oberhalb des) usw. Abhilfe könnte leicht gelegentlich einer Neuauflage geschehen, die dem trefflichen Werk zu wünschen wäre. Prof. Dr. Seipp, Erfurt.

Feuerschutz in Fabriken. Wie kann der Feuerschutz in industriellen Anlagen wirksam gestaltet werden? Von Maximilian Reichel †, Oberbranddirektor von Berlin. Herausgegeben von Dr.-Ing. O. Sander, Oberbaurat der Hamburger Feuerwehr. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 4,50 R.-M.

Die ungeheuren Verluste, die unser Nationalvermögen alljährlich durch Brandschäden erleidet, fordern großzügige Maßnahmen zur Feuerverhütung. Als Grundlage betrachtet Reichel die Brandstatistik; er schildert die Behörden und Vereinigungen, die solche Statistiken führen, die aber Sonderzwecken dienen und nicht genügen; deshalb fordert er eine Zentralstelle für Brandstatistik. Im 2. Teil behandelt Reichel die Fürsorge der Behörden und Feuerversicherungsanstalten. Wenn sich aber trotz der zahlreichen Verordnungen und Vorschriften die großen Brandschäden nicht vermindert haben, so findet er als Ursache zunächst die mangelnde Kontrolle. Aber die gesammelten Erfahrungen lassen sich auch nur zum Teil zu Verordnungen verdichten, und so zeigt Reichel im 3. Teil aus seinen Erfahrungen auf zahlreichen Brandstellen, wie Gebäude, die allgemein und selbst von Behörden als für feuerfest gehalten wurden, dem Feuer zum Opfer fallen mußten, weil die Erfahrungen der Feuerwehr nicht bei ihrer Genehmigung mitgesprochen hatten. Dr. Sander zieht dann im Sinne Reichels die Schlußfolgerungen; er schildert die jahrelangen Bestrebungen aus Fachkreisen zur Erlangung einer reichsgesetzlichen Regelung des Feuerwehr- und Feuerschutzwesens, die bisher zu keinem Ziel geführt haben. Es bleibt daher zunächst nichts weiter übrig, als bei der Regelung des Feuerpolizeiwesens durch die Gemeinden den Feuerwehren einen hinreichenden Einfluß zu sichern, was in einer größeren Zahl deutscher Städte bereits gelungen ist; auch auf die rückständigen Verhältnisse in Berlin wird aufmerksam gemacht. Zum Schluß rät Sander noch seinen Berufskollegen, ihre Forderungen möglichst unter Berücksichtigung der Betriebsnotwendigkeiten zu stellen, und so den Feuerwehringenieur nicht als lästig, sondern als Berater und Helfer erscheinen zu lassen.

Das Werk macht offenbar nicht den Anspruch, den Feuerschutz erschöpfend zu behandeln — werden doch große Gebiete nur gestreift oder nicht erwähnt —, immerhin wird es auch dem jüngeren Fachmanne manches Lehrreiche bieten, vor allem soll es aber sowohl bei Behörden wie in Industriekreisen Anlaß geben, für einen besseren Feuerschutz zu wirken. Maeder, Baurat b. d. Berliner Feuerwehr.

Technische Wirtschaftslehre. Leitfaden zur Einführung des Technikers in die Wirtschaftswissenschaften. Von Prof. Theodor Janssen, Berlin. 379 S. und 3 Textabb. Leipzig 1925. Wilhelm Engelmann. Geb. 16 R.-M.

Während die Universität die Aufgabe hat, für Staat und Gesellschaft die Führer auf dem Gebiete der Verwaltung, des Rechts, der Medizin, kurz der Geisteswissenschaften auszubilden, ist es Aufgabe der Technischen Hochschule, den technischen Führern für die Wirtschaft die für ihre Berufstätigkeit notwendigen Richtlinien mitzugeben. Mathematik und Naturwissenschaften bildeten früher das hauptsächlichste Rüstzeug des Ingenieurs; zu den Führerpflichten des neuzeitlichen Ingenieurs aber gehört, daß er neben der Meisterschaft in technischen Dingen auch die Lehren der Wirtschaftsgeschichte und Wirtschaftspolitik, der Ethik und Psychologie in seiner Tätigkeit anzuwenden weiß. Es wird daher von der Technikerschaft besonders begrüßt werden, daß im Zeitalter der Technik ein Techniker auf einem Gebiete das Wort ergreift, das bisher meistens von Nichttechnikern bearbeitet wurde. Vielleicht ist in diesem Versäumnis auch eine der Ursachen zu erblicken für die bisher ungenügende volkswirtschaftliche Schulung der Techniker. Dieser Umstand hat z. B. im Auslande nicht selten dazu geführt, daß anglo-amerikanische Ingenieure den deutschen Ingenieuren für leitende Stellungen vorgezogen worden sind.

Daß diese Einführung in die Wirtschaftswissenschaften von einem Bauingenieur verfaßt ist, wird jeder mit besonderem Dank begrüßen, der beobachtet hat, wie man sich in den letzten Jahren immer mehr daran gewöhnte, die Maschinen- und Elektroindustrie als besonders kennzeichnend für technische und wirtschaftliche Dinge anzusehen, ungeachtet des Umstandes, daß in den letzten drei Jahrzehnten bei uns und anderwärts eine bedeutende und ebenbürtige Bauindustrie auf wissenschaftlich-konstruktiver und kaufmännisch-kapitalistischer Grundlage entstanden ist. Gerade beim einmaligen Bau technischer Anlagen, wie bei unseren Kanal-, Wasserkraft- und Brückenbauten und bei siedlungstechnischen und städtebaulichen Unternehmungen wird uns die Bedeutung der technischen Idee als einer der Grundlagen der Wirtschaft besonders eindringlich klar. Es ist selbstverständlich, daß jeder von einem Techniker unternommene Versuch einer wirtschaftswissenschaftlichen Einführung, der auf wirklicher Kenntnis der Dinge und auf richtigem Erkennen des Wesens der Technik beruht, in mancher Hinsicht von den Arbeiten derer abweicht, deren Ausbildung und Denkweise ganz andere Ziele verfolgt und um deren Wissen von der Technik es nicht immer gut bestellt ist. Zudem ist die schulmäßige Volkswirtschaftslehre mehr sozialpolitisch als wirtschaftspolitisch orientiert und hat sich auch immer mehr von der Technik entfernt.

Der Verfasser gibt in seinem Werk eine abgerundete und belehrende Darstellung von Technik und Wirtschaft, der Grundbegriffe der Wirtschaftslehre, der Buchhaltung und Kalkulation. In zwei Schlußabschnitten werden die Wirtschaft und der Verkehr behandelt; hier hätte vielleicht auch einiges über die industrielle Standortlehre gesagt werden dürfen, die sowohl für den Kommunalbeamten wie auch für Unternehmeringenieure von besonderer Bedeutung ist. Mit seinem Buche gibt der Verfasser allen Technikern eine Waffe in die Hand, die sie im Wettbewerb mit dem Juristen und Kaufmann um leitende Stellungen in der Industrie- und Kommunalwirtschaft dringend benötigen. Da sich der Staat endlich auch mehr um die volkswirtschaftliche Ausbildung seiner Ingenieure kümmert, so ist zu hoffen, daß das Buch auch dazu berufen ist, die Widerstände zu beseitigen, die bisher den Ingenieur daran hinderten, jene leitenden staatlichen Stellungen (z. B. in der Verkehrwirtschaft, Staatsbauverwaltung usw.) einzunehmen, die bisher fälschlicherweise immer noch von Nichttechnikern besetzt sind. Bedauerlich ist, daß der im volkswirtschaftlichen Schrifttum allgemein zu beklagende Mangel auch diesem Buche anhaftet: der Nichtgebrauch der graphischen Darstellung, zumal sich an ihr der Rhythmus wirtschaftsstatistischer Erscheinungen besonders anschaulich ablesen läßt.

Das vorliegende Werk, dessen knappe und klare Sprache anzuerkennen ist, wird dem angehenden Ingenieur, dem Kommunaltechniker, dem Unternehmer- und Zivil-Ingenieur ebenso als zuverlässiges Handbuch dienen wie dem erfahrenen Praktiker und Baubeamten. Es füllt eine längst fühlbare Lücke im technischen Schrifttum aus und sollte daher in keiner Bücherei eines Ingenieurs fehlen. Die Übersichtlichkeit des Satzes und die Ausstattung des Buches lassen nichts zu wünschen übrig. Dr.-Ing. Marquardt.

„Tage der Technik." Illustrierter technisch-historischer Abreißkalender für 1926. Von Dr.-Ing. chr. F. M. Feldhaus. 365 Blatt, 365 Abb. München u. Berlin. Verlag von R. Oldenbourg. Preis 5 R.-M.

In neuem, verbessertem Gewande erscheint auch für 1926 der Feldhaus-Kalender. Dank seiner erstaunlichen Vielseitigkeit ist er schon in den letzten Jahren Tausenden ein liebgewordener Begleiter durch den Wandel der Tage geworden. Jedes Blatt bringt eine gute Abbildung; technisch-geschichtliche Bilder aus allen Zeiten und Völkern wechseln mit solchen phantastischer und merkwürdiger Art ab. Es ist zu bewundern, mit welcher Geschicklichkeit der Verfasser es verstanden hat, die geeigneten Abbildungen, insbesondere von alten Stichen, und die passenden Aussprüche von Dichtern und Denkern, in denen auch der gesunde Humor zu seinem Rechte kommt, zusammenzustellen. Dazu enthält jedes Blatt die auf den betreffenden Tag entfallenden Gedenkdaten aus dem weiten Reiche der Technik. Zwischen den einzelnen Tagen und den abgebildeten Maschinen, den geschilderten Ereignissen, den geschichtlichen Erinnerungen und Bildnissen bestehen wohldurchdachte Zusammenhänge.

Der neue Jahrgang bringt wiederum ganz neuen Stoff. Dies zu erreichen war nur einem Verfasser wie Fr. M. Feldhaus möglich, der heute wohl der gründlichste Kenner technischer Geschichte und Wissenschaft ist. Von dem großen Reichtum der Feldhausschen Archive zeugen folgende Zahlen: Die Sachkartothek umfaßt etwa 100 000 quellenmäßig bearbeitete Daten, die Personenkartothek etwa 25 000 Namen, die Tagesdatenkartothek etwa 10 000 Daten, die Bildsammlung allein etwa 12 000 Photos.

So bildet dieser Kalender eine inhaltreiche Kulturgeschichte. Er zeigt uns, daß die Anfänge von allem, was die heutige Zeit der Menschheit an technischen Errungenschaften in den Schoß geworfen hat, meist bis tief ins Altertum zurückgreifen, und er räumt gründlich mit der Meinung auf, Technik sei langweilig.

Wir können aus eigener Erfahrung jedem Techniker die Benutzung des seinem Zweck entsprechend vortrefflich ausgestatteten Abreißkalenders warm empfehlen. Ls.

E. Schubert, Die Sicherungswerke im Eisenbahnbetrieb. Ein Lehr- und Nachschlagewerk für Eisenbahnbetriebsbeamte und Studierende des Eisenbahnbaufaches. 5. Aufl., bearbeitet von Oskar Roudolf, Oberregierungsbaurat a. D. in Berlin. 2. Bd. 582 S. mit 568 Textabb. München 1925. C. W. Kreidels Verlag. Preis geb. 27 R.-M.

Seit dem Erscheinen der vierten einbändigen Auflage dieses Werkes im Jahre 1903 hat sich so vieles an den Sicherungseinrichtungen der Eisenbahn geändert und ist so viel Neues hinzugekommen, daß eine vollständige Neubearbeitung notwendig wurde. Deren erster Band erschien im Jahre 1921; er behandelte die Fernmeldeanlagen und Blockeinrichtungen. Der zweite, jetzt neu erschienene Band behandelt die mechanischen Stellwerke, Kraftstellwerke und selbsttätigen Signalanlagen. Im Verein mit dem ersten Bande bietet der neue Band eine zusammenhängende Darstellung von dem heutigen Stande der Sicherungstechnik. Sehr beachtenswert sind, um nur einige Punkte herauszuheben, die lehrreichen Beispiele aus dem Betriebe für die Anwendung der Handverschlüsse auf kleineren Bahnhöfen und Anschlußanlagen sowie die Abhandlung über Kraftquellen und Schaltung der Sammler. Es liegt in der Natur der Sache, daß das Werk, verglichen mit dem im Jahre 1922 erschienenen umfassenden Werk über „Sicherungsanlagen im Eisenbahnbetriebe" von Cauer, in der Behandlung der älteren mechanischen Stellwerksanlagen, der Signale, Hebelwerke und Sperren, auch in deren Abbildungen, abgesehen von den Neuerungen, die erst in den letzten drei Jahren im Sicherungswesen hinzugekommen sind, nicht besonders viel Neues bringen kann.

Durch die Einführung des Einheitsstellwerks ist die Entwicklung der verschiedenen Konstruktionen der einzelnen Stellwerksfirmen zu einem gewissen Abschluß gekommen. Das Nebeneinanderstellen dieser verschiedenen Konstruktionen war es aber, was das Studium der älteren Werke über Eisenbahnsicherungswesen so wenig genußreich machte und erschwerte. Die Verfasser der früher erschienenen Werke haben wohl meist von einer kritischen Wertung der Konstruktionen gegeneinander abgesehen, um nicht die Behörden in ihren Entschließungen bei Auswahl der Firmen in bestimmter Richtung zu beeinflussen und dadurch die Firmen, die ja lediglich auf die Bestellungen der Behörden angewiesen waren, geschäftlich zu schädigen. Diese Rücksicht fällt, nachdem sich nun alle Stellwerksfirmen, wenigstens für Neuanlagen, auf die Einheitsformen umgestellt haben, fort. Es wäre daher zu begrüßen gewesen, wenn der Verfasser bei der Beschreibung und beim Vergleich der Firmenkonstruktionen besonders die Eigentümlichkeiten herausgehoben und anschaulich gemacht hätte, die als Einheitsformen übernommen sind oder an die sich die neuen Formen des Einheitsstellwerks angelehnt haben.

Im Anhang bringt der Verfasser die statische Berechnung eines Signalauslegers und einer Signalbrücke. Meiner Ansicht nach fällt dies aus dem Rahmen des Werkes heraus, denn es ist nicht Sache des Stellwerkstechnikers, Eisenkonstruktionen, die für den Stellwerksentwurf doch nur von untergeordneter Bedeutung sind, statisch zu berechnen.

Die Buchliteratur auf dem Gebiete des Eisenbahnsicherungswesens, die noch nicht sehr umfangreich ist, wird durch das Roudolfsche Werk in dankenswerter Weise ergänzt und erweitert. Sein Erscheinen ist daher mit Freude zu begrüßen. Die Darstellungen sind leicht verständlich und die Abbildungen klar und übersichtlich. Das Werk kann Studierenden und Eisenbahnbetriebstechnikern warm empfohlen werden.

Halle (Saale). van Biema.

Das Bayernwerk und seine Kraftquellen. Von Dipl.-Ing. A. Menge, Vorstandsmitglied der Bayernwerk-A.-G., Walchensee-A.-G. und Mittlere Isar-A.-G. zu München. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis 6 R.-M.

Klar und übersichtlich schildert der Verfasser einerseits das Wesen und die Bedeutung des Bayernwerkes, dessen ausgedehntes Leitungsnetz die Energieverteilung der Großwasserkraftwerke Bayerns bewirkt, anderseits die bauliche und betriebstechnische Ausgestaltung dieser Werke selbst. Wenn auch die Kenntnis der elektrotechnischen Grundbegriffe vorausgesetzt wird, so ist doch die Darstellung allgemeinverständlich gehalten. Im ersten Teil des Werkes wird das 110000-V-Fernleitungsnetz in seinen Einzelheiten, die Ausbildung der Maste, die Anlage der erforderlichen Umspannwerke und die ganze betriebliche Einrichtung behandelt. Das Bayernwerk beruht bekanntlich auf dem Gedanken Oskar von Millers, ein der Energieversorgung des ganzen Landes dienendes Hochspannungsnetz auszuführen, das die vollkommenste Ausnutzung der speicherfähigen Wasserkräfte ermöglicht. Der Verfasser gelangt zu dem Ergebnis, daß mit der Inbetriebnahme des Bayernwerkes ein wesentlicher Schritt zur planmäßigen Vereinheitlichung der elektrischen Bewirtschaftung eines großen Gebietes durch Fernversorgung aus gewaltigen Kraftmittelpunkten gemacht worden ist. Im zweiten Teil des Werkes wird die Anlage des Walchensee-Kraftwerkes, vom Isarwehr bei Krünn bis zur Loisachmündung, in allen seinen Teilen in knapper, aber erschöpfender Weise beschrieben. Ganz besonders wird das Krafthaus in seinen baulichen Teilen und in seiner maschinellen und elektrischen Einrichtung mit allen Einzelheiten unter Beigabe zahlreicher Lichtbilder und Konstruktionszeichnungen wirkungsvoll zur Anschauung gebracht. Es ist gewissermaßen eine Doppelanlage, denn von den aufgestellten acht Aggregaten dienen vier zur Drehstrom- und vier zur Einphasenstromerzeugung.

Etwas weniger eingehend werden die in Ausführung begriffenen Kraftwerkanlagen in der Mittleren Isar behandelt, die ein Gefälle von 88 m ausnutzen sollen. Nach ihrer Fertigstellung wird eine mittlere Jahresarbeit von 340 Mill. kWh erzeugt werden, die zu den 180 Mill. kWh des Walchenseewerkes hinzutreten. Das Bayernwerk wird dann in der Lage sein, auch mit bestehenden Wärmekraftwerken behufs Austausch überschüssiger Energiemengen und Lieferung von Aushilfskraft in Verbindung zu treten und entbehrlichen Strom noch an die Nachbarländer abzugeben.

Wenn auch die bayerischen Großwasserkraftanlagen im allgemeinen der Fachwelt nicht unbekannt sind, so sind doch ihre konstruktiven und maschinellen Einzelheiten nirgends so klargelegt wie in der vorliegenden Schrift. Auch hat es der Verfasser vorzüglich verstanden, den Zusammenhang der Energieverteilung mit den Kraftquellen selbst dem anschaulich zu machen, dem die elektrotechnischen Feinheiten der neuartigen Anlage weniger geläufig sind.

Das Buch, dessen Ausstattung nichts zu wünschen läßt, wird jedermann willkommen sein, der sich mit den Fragen der Stromgewinnung aus Wasserkraftwerken und mit der Energieverteilung auf weite Gebiete zu beschäftigen hat. Ctg.

Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1925. DIN A 5, X/198 und 46 S. mit 62 Abb., 1 Bildnis und 2 Tafeln. Berlin SW 19. 1925. VDI-Verlag G. m. b. H. Preis 10 R.-M.

Das Jahrbuch erscheint zum ersten Male und muß daher als ein Versuch beurteilt werden. Es will auf solchen Gebieten, die nicht in den jedem zugänglichen Taschenbüchern, Kalendern oder anderwärts in gedrängter Form behandelt werden, seinen Lesern einiges bieten. Zu diesem Zwecke bringt es, außer den Richtlinien und dem Mitglieder-

verzeichnis der D. G. f. B. und dem üblichen Rückblick auf deren Tätigkeit, einige bemerkenswerte Aufsätze bautechnischen Inhalts, die für manchen Bauingenieur von Wert sein dürften. Hervorgehoben seien namentlich die Abhandlungen von Oberbaurat P. Hedde, Bremen, über neuere Kaimauern und von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Braunschweig, über die Prüfung von Gesteinen für die Verwendung als Straßenbaustoff.

Auch sonst ist beachtenswerter, zum Teil sonst schwer zugänglicher Stoff zusammengetragen worden; so findet man ein Verzeichnis deutscher und ausländischer technischer Vereine, soweit sie den Bauingenieur interessieren, ferner eine Zusammenstellung der wichtigsten Zentralbehörden Deutschlands und einiger Nachbarländer, endlich eine Aufzählung der in den Jahren 1924 und 1925 (I. Halbjahr) vollendeten oder wesentlich geförderten großen Ingenieurbauten. Auf Vollständigkeit keinen Anspruch erhebt eine Zusammenstellung bedeutender neuerer Ingenieur-Bauwerke aller Länder, geordnet nach technischen Gebieten.

Weniger zweckmäßig erscheint die Aufnahme nomographischer Hilfstafeln zur Berechnung von Nieten und Druckstäben. Dagegen ist die Wiedergabe einiger deutscher Normen, wie der Belastungsannahmen für Straßenbrücken (DIN 1072) und der Werkstoffnormen für Stahl und Eisen nicht ohne Wert.

Das gut ausgestattete Jahrbuch kann als ein brauchbarer Bestandteil der Handbücherei von Baubehörden, Bauunternehmungen und jedes einzelnen Bauingenieurs zur Anschaffung wohl empfohlen werden. L.

Die Beanspruchungen der Straßen durch die Kraftfahrzeuge. Von Dr.-Ing. W. Schaar, Altona. 68 S. mit 25 Abb. u. 24 Tab. im Text. Charlottenburg 1925. Zementverlag.

Der Verfasser hat sich der verdienstvollen Aufgabe unterzogen, die noch wenig geklärten Beziehungen zwischen Rad und Fahrbahn gründlich zu untersuchen. Er behandelt die Druck-, Schub- und Wirbelkräfte zunächst auf ebener Bahn, dann auf unebener Fahrbahn (Stöße), längs und quer zum Fahrzeug, getrennt nach der Art der Bereifung (Vollgummi-, Luftreifen) unter Berücksichtigung der verschiedenen Fahrbahnen und Fahrzeuggattungen. Druck- und Schubkräfte werden für den stoßfreien Lauf und für den Lauf mit Stößen zahlenmäßig ermittelt und in Tafeln übersichtlich zusammengestellt, wobei Schaar mit Recht den spezifischen Bodendruck an Stelle des in den Vorschriften noch geltenden Druckes für 1 cm Felgenbreite einführt. Nach einem Vergleich mit den Wirkungen der Gespannfuhrwerke kommt Verfasser auf den Straßenkörper zu sprechen und untersucht die Bausteine und den gesamten Straßenkörper unter dem Einfluß des Verkehrs. (Bei der Druckfestigkeit führt er zwar richtig die Festigkeit der Schotterstücke ein, nimmt sie aber z. B. mit 96 kg/cm² bei Basalt viel zu gering an und berücksichtigt die Abschleifbarkeit zu wenig.) Verfasser kommt zu dem Ergebnis, daß die Schotterstraßen in ihrem jetzigen Zustande für die höheren Drücke der Vollgummireifen nicht widerstandsfähig sind, während die monolithischen Fahrbahnen und Pflasterbahnen im wesentlichen den Beanspruchungen durch die Kraftfahrzeuge gewachsen sind. Es wird deshalb der Ersatz der Schotterstraßen durch hochwertige Decken, bessere Unterhaltung und Verbot der Vollgummireifen auf Schotterstraßen gefordert.

Erwünscht wäre ein Eingehen auf die hochelastischen Reifen gewesen, die zwischen Vollgummi und Luftreifen liegen, ebenso wie auf die Erhaltung der Schotterbahnen durch Oberflächenbehandlung mit Bitumen.

Alles in allem: eine Arbeit, die jedem Straßenbauingenieur, vor allem aber jedem Fahrzeugkonstrukteur aufs wärmste empfohlen werden kann. Dr.-Ing. Speck.

Wind und Wärme bei der Berechnung hoher Schornsteine aus Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Karl Döring, Ludwigshafen a. Rh. Mit 69 Abb. im Text und 3 Tafeln. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 7,50 R.-M.

Schöpferisch neue Betrachtungen und Untersuchungen sind selten. Unter Mitarbeit vieler Berufener sind in dem vorliegenden Buche die sich über viele Monate erstreckenden Beobachtungen an einem Eisenbetonschornstein des Oppauer Werkes der Badischen Anilin- und Soda-Fabrik ausgewertet worden. Die eingehend beschriebene Ausführung der Untersuchungen ihrer Auswertung werden für jeden, der mit Schornsteinbau oder Großzahlforschung zu tun hat, ein Wegweiser sein.

Weniger geglückt sind dem Verfasser die Folgerungen, die er aus den Untersuchungen gezogen hat. So ist der Vorschlag zur Verminderung des Wärmeabfalls im Mantel, den Raum zwischen Mantel und Futter mit der Außenluft zu verbinden, vom wärmetechnischen Standpunkte aus unhaltbar. Durch die mit diesem Verfahren verbundene Abkühlung der Rauchgase geht ein großer, notwendiger Teil des Zuges verloren. Der außerdem gemachte Vorschlag, zu große Temperaturunterschiede im Mantel durch Verwendung eines Betons aus hochwertigem Zement zu vermindern, ist ebenfalls kaum ausführbar, da die mit Beton aus gewöhnlichem Portlandzement möglichen Wandstärken bereits der Gefahr des Ausknickens unterliegen. Die Ein- und Ausbuchtungen, die man an Eisenbetonschornsteinen beobachten kann, sind jedenfalls darauf zurückzuführen.

Auf S. 55 empfiehlt der Verfasser, die Eisen möglichst weit nach außen zu legen, und begründet diese Lage mit einem Beispiel auf S. 60. Die dort errechneten Eisenzugspannungen sind aber zu niedrig, da das Wärmemoment aus der unzutreffenden Ansicht entwickelt wurde, daß nach Eintritt von Rissen auch die nicht gerissenen Teile des betrachteten Abschnitts ein vermindertes Widerstandsmoment besitzen. Eine Nachrechnung unter Einsetzung des tatsächlichen Widerstandsmomentes ergibt, daß die Eisen mit dem unzulässigen Wert von 1994 kg/cm² beansprucht werden.

Beachtenswert sind die Untersuchungen und Folgerungen des Verfassers bezüglich der Windkräfte. Ich bin aber überzeugt, daß die Werte nach dem DIN-Entwurf E 1056 für Schornsteine bereits ausreichend sind. Für einen 120 m hohen Schornstein errechnet sich danach eine Windkraft von $(120 + 0{,}6 \cdot 120) \cdot 0{,}67 = 129$ kg f. 1 m² des runden Schornsteins, was nach den in vorliegendem Buche angegebenen Werten einer Windgeschwindigkeit von rd. 36 m/Sek. entspricht.

Ein besonderes Verdienst hat sich der Verlag durch den sauberen Druck und die genaue Wiedergabe der Zeichnungen erworben.

Ludwigshafen a. Rh. Hingerle.

Robert Koldewey, Heitere und ernste Briefe aus einem deutschen Archäologenleben. Herausgegeben von Carl Schuchhardt. Mit 26 photogr. Aufnahmen vom Verfasser. Berlin 1925. G. Grotesche Verlagsbuchhandlung. Preis geh. 5,50 R.-M., geb. in Ganzln. 8,50 R.-M., in Ganzleder 15 R.-M.

Robert Koldewey ist am 4. Februar 1925 in seinem 70. Lebensjahre gestorben. Was er als Forscher und Künstler für die Wissenschaft und für die deutsche Gelehrtenwelt bedeutet, ist jedem, der in Beziehungen zur Archäologie steht, bekannt. Er war Mitarbeiter oder Leiter bei Ausgrabungen in Unteritalien, Sizilien, auf den griechischen Inseln, in Kleinasien und Mesopotamien. Den größten Triumph erwarb er der Ausgrabungstätigkeit Deutschlands vor dem Kriege, indem er in zwanzigjähriger mühseliger Arbeit das alte Babylon aus tausendjährigem Schutt wieder neu erstehen ließ.

Robert Koldewey war aber nicht nur ein bedeutender deutscher Wissenschaftler, sondern auch ein eigenwilliger, genialischer Mensch. Er war ein Meister in der Wiedergabe seiner Erlebnisse während der Ausgrabungen mit Land und Leuten, mit Gelehrten und Weltmenschen. Seine Aufsätze und Briefe gehören zu den köstlichen Zeugnissen deutscher Gelehrtenarbeit im Orient, deutscher Gelehrtenart in heutiger Zeit und zeigen ihn in seinem Schaffen als hervorragenden Forscher, aber auch als Menschen, der mit hellen Augen ins Land schaut, zu dessen Bewohnern und Sitten in lebendige Fühlung tritt und das Geschaute und Erlebte mit Humor zu schildern weiß.

Eine größere Zahl bisher nicht veröffentlichter Bilder, die meisten nach Aufnahmen Koldeweys, vermittelt lebendige Anschaulichkeit. Man wird diesem Buche, dessen Auswahl Koldewey selbst noch gebilligt hat, neben den Bänden anderer großer Briefschreiber unter den deutschen Gelehrten einen guten Platz einräumen dürfen. L.

Grundlagen für den praktischen Eisenbetonbau. Querschnittbemessung; Spannungsberechnung; Statik der Grundformen; Gebrauchsfertige Formeln und Tabellen mit Beispielen. Von Dipl.-Ing. Georg Padler, Zivilingenieur in Berlin. 299 S. mit 82 Abb. und zahlreichen Tabellen. Berlin 1924. Industriebeamten-Verlag G. m. b. H.

Das vorliegende Buch bezweckt, dem entwerfenden Ingenieur die Grundlagen für die Berechnung von Eisenbetonbauten zu übermitteln. Um den Umfang des Buches auf ein gewisses Mindestmaß zu bringen, ist auf die Ableitung der einzelnen Formeln verzichtet worden. Viele brauchbare Tabellen werden gerade dem Praktiker gute Dienste leisten. Bedauerlich ist, daß durch das inzwischen stattgefundene Erscheinen der neuen amtlichen Bestimmungen (vom September 1925) Verschiedenes nicht mehr als baupolizeireif angesehen werden kann. Das gilt insbesondere von den Rechnungsbeispielen. Für eine Neuauflage empfehle ich die Einfügung weiterer Konstruktionszeichnungen mit Eisenbiegeplänen. Die sachgemäße Anordnung der Einlagen ist im Eisenbetonbau ebenso wichtig wie die der Konstruktion voraufgehende statische Berechnung.

Der 3. Abschnitt des Buches beschäftigt sich ausschließlich mit der Statik der bestimmten und unbestimmten Systeme. Der Balken auf mehreren Stützen hat eine besonders eingehende Berücksichtigung gefunden; vielfache Tabellen verhelfen zu einer schnellen Entwurfbearbeitung. Das Buch kann für den entwerfenden Ingenieur von

gutem Nutzen sein; seine Anschaffung ist zu empfehlen, zumal da Druck und Ausstattung des Buches nichts zu wünschen übrig lassen. C. Kersten.

Wassermessungen bei Wasserkraftanlagen von Dr.-Ing. L. A. Ott, Kempten. Sonderdruck aus Wasserkraftjahrbuch 1924, S. 253 bis 282, mit 15 Abb. im Text. München 1924. Verlag von Richard Pflaum A.-G.

Die Schwierigkeit der Wassermengenbestimmung, die sich oft bei der Abnahme-Prüfung einer größeren Wasserkraftanlage ergibt, veranlaßte die Londoner Weltkraftkonferenz 1924 zur Aufstellung von Normen für Wassermeßmethoden; zunächst in Rohrleitungen: Schwimmermessung mit einer Salzlösung, die die elektrische Leitfähigkeit des Wassers beeinflußt, ferner das ähnliche chemische Verfahren; der Venturi-Wassermesser, der in einer Einschnürung mit kegelförmigen Übergängen den hydraulischen Druck nach dem Bernoulli-Theorem um ein Maß Δp vermindert, woraus die Wassermenge $Q = \text{konst.} \sqrt{\Delta p}$ bestimmbar ist; die einfachere Drossel- oder Stauscheibe wirkt ähnlich, hat aber einen wesentlich größeren Druckverlust in der Leitung zur Folge; Stauröhren (Ztschr. des Vereines deutscher Ing. 1923, S. 568) sind ebenfalls brauchbar, obwohl ihre Anwendung etwas zeitraubend ist; das Gibson-Verfahren, das sich auf die bekannte Allievi-Theorie der Druckschwingungen in Rohren bei Änderungen der Durchflußmenge gründet (vgl. Zentralbl. d. Bauv. 1922, S. 221), diese Meßart befindet sich aber noch in der Entwicklung. — Außerdem kommen für offene Gerinne noch in Betracht: Meßwehre in verschiedensten Ausführungen; die Stabschwimmer-Messung; der hydrometrische Flügel (der übrigens neuerdings auch in Rohrleitungen erfolgreich benutzt wird); der Meßschirm von Andersson, der sehr zuverlässige Werte liefert, aber eine besondere bauliche Anlage voraussetzt.

Der Buchverfasser macht dann noch Mitteilungen über einige Besonderheiten dieser Meßverfahren und über Vereinfachungen bei den Messungen, die es gestatten, aus den an wenigen Punkten (besonderer Lage) gemessenen örtlichen Geschwindigkeiten die mittlere Geschwindigkeit des Meßprofils zu finden. Dr. R. W.

Verkehr und Betrieb der Eisenbahnen. Von Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Jacobi, Prof. Dr.-Ing. Blum und Prof. Dr.-Ing. Risch. Teil II, Bd. 8 der Handbibliothek für Bauingenieure. 418 Seiten mit 83 Text-Abbild. Berlin 1925. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 21 R.-M.

Dieses in Druck und Ausführung trefflich ausgestattete, knapp und übersichtlich gehaltene Werk behandelt in drei großen klar gegliederten Abschnitten den Verkehr, den Eisenbahnbetrieb und die Organisation der Eisenbahnen nebst allen gesetzlichen Bestimmungen und im Anhang die nach dem Gesetze vom 30. August 1924 gegründete „Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft".

Das von ersten Fachmännern ebenso interessant wie instruktiv, nach neuesten Gesichtspunkten wirtschaftlich-politischer wie kulturell-organisatorischer Art, vielseitig und weitsichtig behandelte Werk, dessen Einteilung im einzelnen zu behandeln hier zu weit führen würde, ist wohl geeignet, den Nichtfachmann mit Zweck, Wesen und Bedeutung des nunmehr auf ein Jahrhundert zurückblickenden Eisenbahn-Verkehrswesens bekanntzumachen und den technisch und juristisch vorgebildeten Fachmann, auch den Volkswirtschaftler, in diese schwierige, weitverzweigte Verkehrswissenschaft einzuführen, ihm zur Anregung und zur Unterrichtung zu dienen.

Ein solches aus den praktischen Betriebs- und Tariferfahrungen schöpfendes, die ganze Fülle des umfangreichen Stoffes verständlich und übersichtlich ordnendes Buch, das über die engere Heimat hinaus auch den Weltverkehr berücksichtigt und die geschichtliche Entwicklung nicht vergißt, scheint mir — gerade in unserer Zeit der wirtschaftlichen Umwälzung — bei der großen Bedeutung des Verkehrs für unser Kultur- und Wirtschaftsleben, bei der Ergänzung durch den Wasserverkehr besonders wertvoll und ergänzt nach zeitgemäßer Auffassung in vorbildlicher Weise mit recht brauchbaren Vorschlägen die ältere Literatur.

Das Erscheinen des Buches ist mit Freuden zu begrüßen, es sollte in der Bücherei aller derer nicht fehlen, die über den Rahmen ihres Fachgebietes hinaus sich den Blick für Kultur und Technik ihres Vaterlandes offen halten wollen.

Dr.-Ing. Herbst, Regierungs- und Baurat.

Bauten der Arbeit und des Verkehrs aus deutscher Gegenwart. Von Walter Müller-Wulckow. 1.—20. Tausend. Mit 78 meist ganzseitigen Abbild. Königstein i. T. und Leipzig 1925. Verlag von Karl Robert Langewiesche. Preis geb. 2,20 R.-M.

Das vorliegende neue Bändchen der rühmlich bekannten „Blauen Bücher" bietet in systematischer Anordnung prächtige Bildaufnahmen von einer großen Reihe bedeutender, in den letzten zwanzig Jahren geschaffener deutscher Industrie-, Handels- und Verkehrsbauten und beweist damit, daß die der Kunst innewohnende Gestaltungskraft auch an den Bauwerken des scheinbar so nüchternen Zeitalters der Technik überzeugend dargetan werden kann. Werke unserer besten Architekten werden uns vorgeführt und ergeben ein glänzendes Bild von dem ernsten Streben der modernen Baukunst, den großen baukünstlerischen Aufgaben der Technik gerecht zu werden. Der Text ist denkbar knapp gehalten, er beschränkt sich auf wenige, die Eigenart jedes einzelnen dargestellten Bauwerks treffende Worte. Als ganz besonders gut gelungen mögen die Bilder der Keksfabrik Bahlsen, Hannover, der Lotsenwache Hamburg, der Hochspannungsfabrik der A. E. G., Berlin, des Chilehauses und Ballinhauses, Hamburg, genannt werden. Jedem Ingenieur wird das Beschauen der trefflichen Bilderreihe ein hoher Genuß in stiller Feierstunde sein. Wir können deshalb das Buch als hübsche Weihnachtsgabe nur warm empfehlen.

Ls.

Eingegangene Bücher.

Tafel für Schubbewehrung bei frei aufliegenden Balken mit gleichmäßig verteilter Belastung. Von Dr.-Ing. Kuball, Hamburg. Selbstverlag des Verfassers. Preis 0,80 R.-M.

Wissenschaftliche Tagungen während der Kölner Messe. Baufach. Wissenschaftliche Vorträge am 28. und 29. September 1925. 102 Seiten mit Abbildungen. Köln 1925. Verlag des Messeamts.

Die Elemente der Differential- und Integralrechnung in geometrischer Methode. Von Prof. Dr. K. Düsing. Ausgabe B. 8. Aufl., bearb. von Prof. E. Wilde. 131 S. mit Beispielen aus der technischen Mechanik von Dipl.-Ing. E. Preger und 79 Abb. Leipzig 1925. Dr. Max Jänecke. Preis 3,45 R.-M.

Mathematische Formelsammlung. Von Gewerbestudienrat P. Gruhn. 6. Aufl. 71 S. mit 12 Abb. Leipzig 1925. Dr. Max Jänecke. Preis 1,20 R.-M.

Großtaten der Technik. Abreißkalender 1926. Stuttgart, Dieck & Co. Preis 2,40 R.-M., 3 Schw. Fr.

Technische Vorschriften für Bauleistungen. Aufgestellt vom Reichs-Verdingungs-Ausschuß. August 1925. Bauwelt-Verlag. Berlin SW 68. 163 S. Preis 1,60 R.-M.

Der kleine Vignola. Zur Belehrung für Künstler und Handwerker, enthaltend die 5 Säulenordnungen und deren Anwendung. 12. Aufl., 32 S. und 32 Tafeln. Leipzig 1925. Verlag von Eduard Heinrich Mayer. Preis geb. 2,50 R.-M.

Neuere Volksbäder. Von P. Böttger, Wirkl. Geh. Oberbaurat i. R. 56 S. mit 38 Abb. Sonderdruck aus der Zeitschrift für Bauwesen. Berlin-Steglitz 1925. Selbstverlag der Deutschen Gesellschaft für Volksbäder e. V. Preis geb. 2,50 R.-M.

Die Aufstockung, ihr wirtschaftlicher Wert und ihre architektonische Bedeutung im Stadtbild. Bearbeitet von Mag.-Oberbaurat Schaeker. 34 S. mit Abb. 1. Sonderheft 1925 der Deutschen Bauzeitung. Berlin 1925. Verlag der Deutschen Bauzeitung G. m. b. H. Preis 3,60 R.-M.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Froese, Mitglied der R. B. D. Breslau, als Mitglied zur R. B. D. Cassel (nicht Oppeln) und Conradi, Mitglied der R. B. D. Cassel, als Mitglied zur R. B. D. Halle (Saale); die Reichsbahnräte Hille, bisher beim E. B. A. Ülzen, als Vorstand zum E. B. A. Detmold, Le Blanc, Mitglied der R. B. D. Halle (Saale), als Mitglied zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Noetel, Vorstand des E. M. A. Euskirchen, als Vorstand zum E. M. A. Gerolstein, Linder, bisher beim Eisenbahn-Abnahmeamt 1 Berlin, zum Eisenbahn-Abnahmeamt Dortmund mit amtlichem Wohnsitz in Werdohl und Eugen Säufferer, bisher bei der Eisenbahn-Bauinspektion Freudenstadt, zum Brückenbaubureau der R. B. D. Stuttgart, der Reichsbahnbaumeister Popp, bisher bei der R. B. D. Berlin, nach Schwerte als Leiter einer Abteilung beim E. A. W., sowie der Eisenbahnoberinspektor Stroesner, Neisse, als Vorstand zum E. V. A. Ratibor.

Aufgehoben: die Versetzung des Reichsbahnrats Dr.-Ing. Klipps von Altona in den Bezirk der R. B. D. Berlin.

In den Ruhestand ist getreten: der Präsident der R. B. D. Dr. jur. Mettig in Dresden.

INHALT: Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Org. für Betonbau. — Umbau einer großen Donaubrücke bei Aufrechterhaltung des Gesamtverkehrs und ohne Einbau von Notbrücken. — Bücherschau. — Eingegangene Bücher. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang BERLIN, 18. Dezember 1925 Heft 55

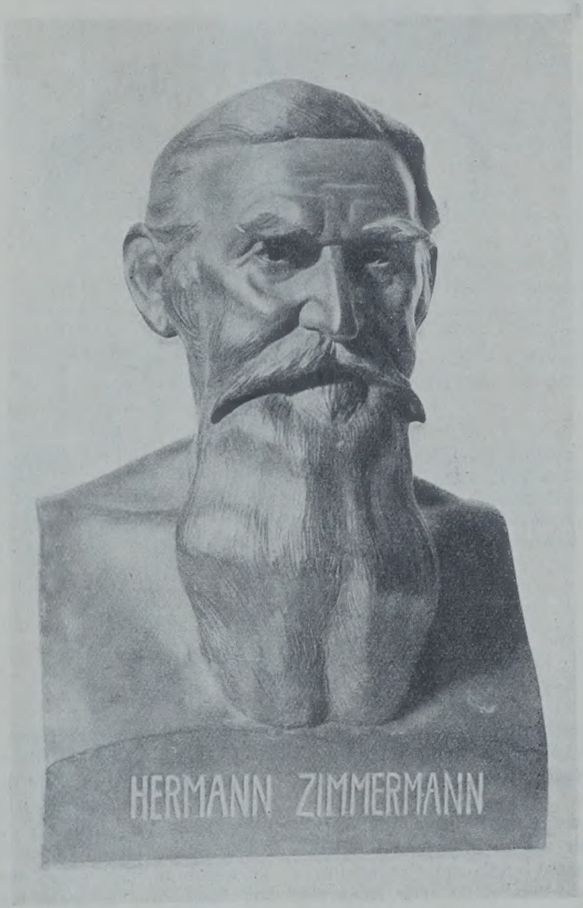
Alle Rechte vorbehalten.

Zum achtzigsten Geburtstage von Hermann Zimmermann.

Am 17. Dezember vollendet der Wirkl. Geheime Oberbaurat Dr.-Ing. Dr. Hermann Zimmermann in völliger körperlicher und geistiger Frische sein achtzigstes Lebensjahr.

Bei der überragenden Bedeutung dieses seltenen Mannes in seinem Fachgebiet gebührt es sich, an seinem achtzigsten Geburtstag einen Rückblick auf sein Leben und Wirken zu tun.

Zimmermann wurde am 17. Dezember 1845 in Langensalza geboren. Er verließ schon mit 16 Jahren die Schule und widmete sich dem Seemannsberuf. Nach vielen Segelschifffahrten, die ihn nach fast allen Weltteilen führten, bestand er im Jahre 1867 die Steuermannsprüfung, diente dann im Jahre 1868 als Einjährig-Freiwilliger in der Kriegsmarine des Norddeutschen Bundes und trat, nachdem er als Steuermann noch einmal einen großen Segler nach Westindien geführt hatte, als Hilfsarbeiter bei der vom Hamburger Staat gegründeten Seewarte ein. Die Fahrten auf einsamem Ozean unter klarem Sternenhimmel hatten Zimmermann mit Macht zum Studium der Astronomie und zum Rüstzeuge der Astronomen, der Mathematik, hingezogen. Die Mathematik wiederum erweckte in ihm die Liebe zum Ingenieurberuf. Im Jahre 1869 ging Zimmermann als Vierundzwanzigjähriger nach Karlsruhe, um auf dem dortigen Polytechnikum zuerst Maschinen- und dann Ingenieurbaufach zu studieren. Das Studium wurde durch den Krieg 1870/71 unterbrochen, den Zimmermann in der Marine mitmachte. Im Jahre 1874 erwarb sich Zimmermann die Würde eines Dr. phil. bei der Universität Leipzig durch eine Arbeit aus dem Gebiete der Kinematik; im Jahre 1875 legte er die Diplomprüfung im Fache des Ingenieurwesens ab. Nach dreijähriger Tätigkeit bei der Generaldirektion der Reichseisenbahnen in Straßburg holte er als Dreiunddreißigjähriger die Reifeprüfung am Lyzeum in Straßburg und die Baumeisterprüfung in Karlsruhe nach. Nach weiterer Tätigkeit beim Neubau des Hauptbahnhofes in Straßburg wurde er im Jahre 1881 durch Kinel in das Reichsamt für die Verwaltung der Reichseisenbahnen nach Berlin berufen. Kinel, dem auch die Oberaufsicht über die Neubauten der Universität Straßburg oblag, war auf Zimmermann durch seine ausgezeichneten Konstruktionen für die Kuppel der Straßburger Sternwarte und für deren Bewegungsmechanismus aufmerksam geworden. Im Jahre 1891 wurde Zimmermann als Nachfolger von Schwedler als Vortragender Rat in das preußische Ministerium der öffentlichen Arbeiten berufen. Hier verwaltete er 20 Jahre lang das umfangreiche Referat für die Brücken und Ingenieurhochbauten der gesamten preußischen Staatsbahnen und eine lange Reihe von Jahren auch das Referat für das Oberbauwesen. Im Jahre 1911 trat er in den Ruhestand, nicht um Ruhe zu haben, sondern, wie er selbst sagte, um den Jüngeren Platz zu machen. Unermüdlich hat er seitdem an dem Fortschritt seines Faches mit größtem Erfolge weitergearbeitet. Lange Zeit war er Mitglied des Technischen Oberprüfungsamtes, noch heute ist er Mitglied der Akademie des Bauwesens und der Preußischen Akademie der Wissenschaften, die ihn im Jahre 1904 zu ihrem ordentlichen Mitgliede wählte. Seine Verdienste um die preußischen Staatsbahnen wurden durch Verleihung der Silbernen und der Goldenen Denkmünze für Verdienste um das Bauwesen anerkannt.



Seinen Weltruf als Gelehrter und Forscher hat Zimmermann begründet durch sein klassisches Buch: „Die Berechnung des Eisenbahn-Oberbaues“, durch seine Schriften über die Schwingungen eines Trägers mit beweglicher Last und über Raumfachwerke, durch die Erfindung einer neuen Kuppelform und durch eine große Zahl ausgezeichneter Schriften über die Knicksicherheit gedrückter Glieder eiserner Brücken. Seine Rechentafel fehlt nirgends auf den Tischen der Konstrukteure und erfreut sich auch bei kaufmännischen Arbeiten großer Beliebtheit. In den letzten Jahren hat Zimmermann seine überragenden mathematischen Kenntnisse und seine besondere Vertrautheit mit den schwierigen theoretischen Fragen der Knicksicherheit gedrückter Glieder in den Dienst des „Ausschusses für Versuche im Eisenbau“ des Deutschen Eisenbau-Verbandes gestellt bei der Durchführung von Versuchen zur Erforschung der Knicksicherheit gedrückter Stäbe. Hier ist es Zimmermann gelungen, auf neuen Wegen neue wissenschaftliche Wahrheiten zu finden und Verfahren anzugeben, durch die es gelungen ist, bei der Durchführung der genannten Versuche alle Unsicherheiten, soweit es überhaupt möglich erscheint, auszuschalten. Der Deutsche Eisenbau-Verband hat seinem Dank für Zimmermanns hervorragende Verdienste um den deutschen Eisenbau und im besonderen um die Durchführung der Knickversuche bei der Hauptversammlung in Karlsruhe im Oktober d. J. dadurch Ausdruck verliehen, daß er Zimmermann in der Technischen Hochschule, die ihm 1901 die Würde eines Dr.-Ing. ehr. verliehen hatte, seine Bronzebüste überreichte.[1]) Der Verein Deutscher Ingenieure ehrte Zimmermann im Jahre 1924 durch Verleihung der Grashof-Denkmünze. Als Dank für diese Ehrung widmete Zimmermann dem Verein Deutscher Ingenieure sein tiefgründiges Buch „Zur Relativitätstheorie, Gedanken eines Technikers“.

Das Bild Zimmermanns wäre nicht vollständig, wenn wir nicht auch seiner rein menschlichen Eigenschaften gedenken wollten. Seine glühende Liebe zur Natur hat ihn oft in alle deutschen Gebirge und auf die höchsten Gipfel der Tiroler und Schweizer Alpen geführt. Noch heute wandert er häufig in deutschen Mittelgebirgen. Marschleistungen von 30 km am Tage gehören bei ihm auch heute noch nicht zu Seltenheiten. Sein früherer Seemannsberuf hat ihn später den Seglern der Lüfte zugeführt; er hat im Freiballon als Mitfahrer und auch als Führer viele und weite Fahrten unternommen und im Luftschiffe manchmal den ihm befreundeten Grafen Zeppelin begleitet.

Alle, die mit Zimmermann in Berührung kommen, verehren in ihm neben dem hervorragenden Gelehrten vor allem seine eindrucksvolle, dabei aber so überaus anspruchslose und bescheidene Persönlichkeit, die allen Menschen gerecht zu werden bestrebt ist und auch die gegnerische Meinung achtet und zu verstehen sucht.

Möchte uns Zimmermann noch lange in körperlicher und geistiger Frische erhalten bleiben. Schaper.

[1]) Unser Bild stellt diese von der Bildhauerin Dorothea Schaper geschaffene Büste dar.

Die Zylinderschütze der Unterschleuse des Südabstiegs zu Minden i. W.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat **Foss** und Regierungsbaurat **Hassenstein**, Minden.

Für den Verschluß der Umläufe und Sparbeckeneinläufe der als zweiter Abstieg vom Rhein-Weser-Kanal zur Weser kürzlich in Betrieb genommenen Unterschleuse des Südabstiegs zu Minden[1]) waren bei der Entwurfbearbeitung hohe Zylinderschütze in der bisher üblichen Bauweise (Rohrschützen) in Aussicht genommen.

Wegen der Unzuträglichkeiten, die sich in den letzten Jahren u. a. an den Schützen der Schleusen des Hohenzollernkanals dadurch herausgestellt hatten, daß durch die hohen Schütze größere Mengen atmosphärischer Luft in die Umlaufkanäle eintreten, die unter explosionsähnlicher Erscheinung zu entweichen bestrebt ist, und dadurch u. U. eine Gefährdung des Schleusenmauerwerks verursachen kann, erschien es jedoch geboten, bei der Ausschreibung der Verschlüsse den anbietenden Firmen den Vorschlag niedriger Zylinderschütze anheimzustellen, bei denen der erwähnte Nachteil des Mitreißens von Luft vermieden wird.

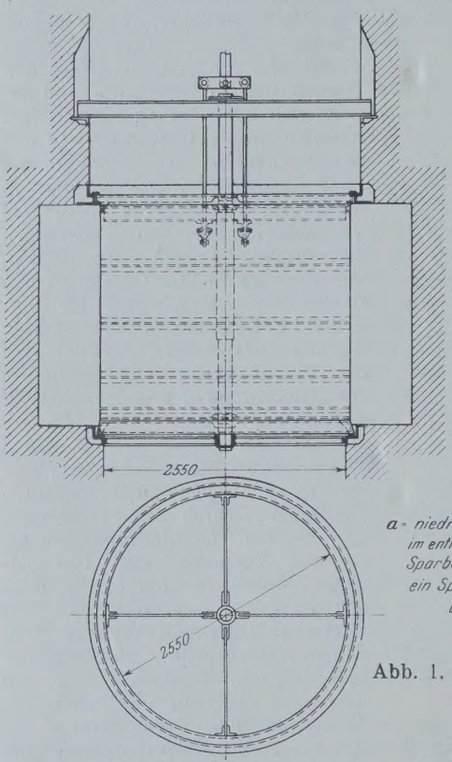


Abb. 1.

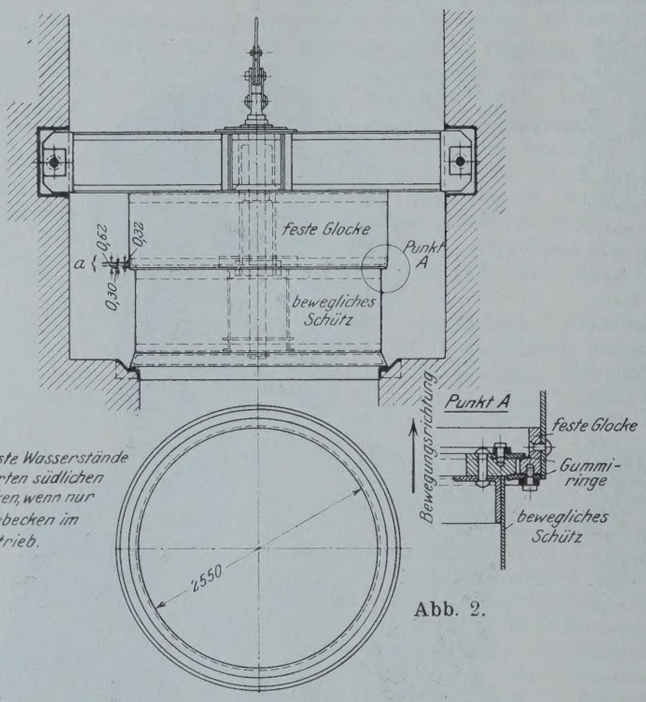


Abb. 2.

Von der Firma Fried. Krupp, Grusonwerk A.-G. in Magdeburg, wurden zwar neben hohen Schützen auch solche niedriger Bauart angeboten, wie sie von ihr für die Schleuse Viereth am Großschiffahrtsweg Rhein—Main—Donau geliefert worden sind. Die Bauart dieser Schütze ist der Fried. Krupp A.-G. durch D. R. P. Kl. 84a, Nr. 406291 patentamtlich geschützt (vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 47 vom 30. Oktober). Die Schütze besitzen eine zentrale Führungsstange, die ober- und unterhalb des Verschlußkörpers in festen Lagern fest gelagert und an der das Schütz längsbeweglich geführt ist (Abb. 1).

Diese Bauart hat den Nachteil, daß in die Öffnung der Einlaufkanäle für die untere Lagerung der Führungsstange ein Ring eingebaut werden muß, dessen Querschnitt durch die Tragarme für das Lager und durch dieses selbst nicht unwesentlich verengt wird. Wenn auch diese Querschnittsverengung der Durchflußöffnung auf die Schleusungsdauer nur von geringem Einfluß ist, so ist doch zu befürchten, daß beim Schleusen mitgerissene Fremdkörper, wie Taue, Trossen, Holzstücke und dergl., sich an den Lagerarmen festsetzen, auf den Dichtungsring auflegen und so zu dauernden Undichtigkeiten des Verschlusses führen können.

Die von der Firma Fried. Krupp vorgeschlagene Lagerung der Führungsstange wurde daher von der Bauverwaltung abgelehnt und die Forderung gestellt, daß die zentrale Führungsstange so gelagert werden müsse, daß keine Einschnürung der Einlauföffnung stattfinden dürfe. Es wurde vielmehr angeregt, die Führungsstange nicht ober- und unterhalb des Schützes zu lagern, sondern ihr nur eine Lagerung oberhalb zu geben. Das Schütz wird dann nach Art eines Dampfkolbens mittels der an seinem Oberteil starr befestigten Stange in einer langen Stopfbüchse sicher geführt. Um der Bedingung, den Eintritt von Luft in die Einlaufschächte zu verhindern, gerecht zu werden, erschien es erforderlich, an Stelle des von der Firma Fried. Krupp angebotenen offenen Schützes ein durch eine Glocke abgeschlossenes Schütz zu wählen, dessen Dichtungsfläche so tief zu legen war, daß sie bei allen auftretenden Wasserständen noch unter Wasser steht und dadurch Lufteintritt sicher verhindert wird.

Aus diesem Grunde wurde auf Anregung der Bauverwaltung eine bis unter den tiefsten Wasserstand herabreichende Glocke eingebaut, in der sich der Verschlußkörper auf- und abwärts bewegt.

Die nach diesen Gesichtspunkten zur Ausführung gelangte Ausbildung ist in Abb. 2 dargestellt. Die Vorzüge gegenüber der ursprünglich angebotenen Bauart sind deutlich erkennbar. Auch bei Verwendung nur eines oberhalb des Schützes angeordneten Lagers ist durch die zentrale Führungsstange eine sichere Führung des Schützes gewährleistet und dessen Schlagen und Schleudern verhütet; der Durchflußquerschnitt ist gänzlich frei von Einschnürungen.

Durch die zweiteilige Ausbildung des Schützes — feste Glocke und beweglicher Verschlußkörper — wird der Eintritt von Luft sicher vermieden. — In dem bisherigen etwa achtwöchigen Betriebe haben sich die neuen Schütze gut bewährt, und die bei Ausführungen der früher verwendeten hohen Schütze festgestellten Mängel sind bisher nicht zutage getreten.

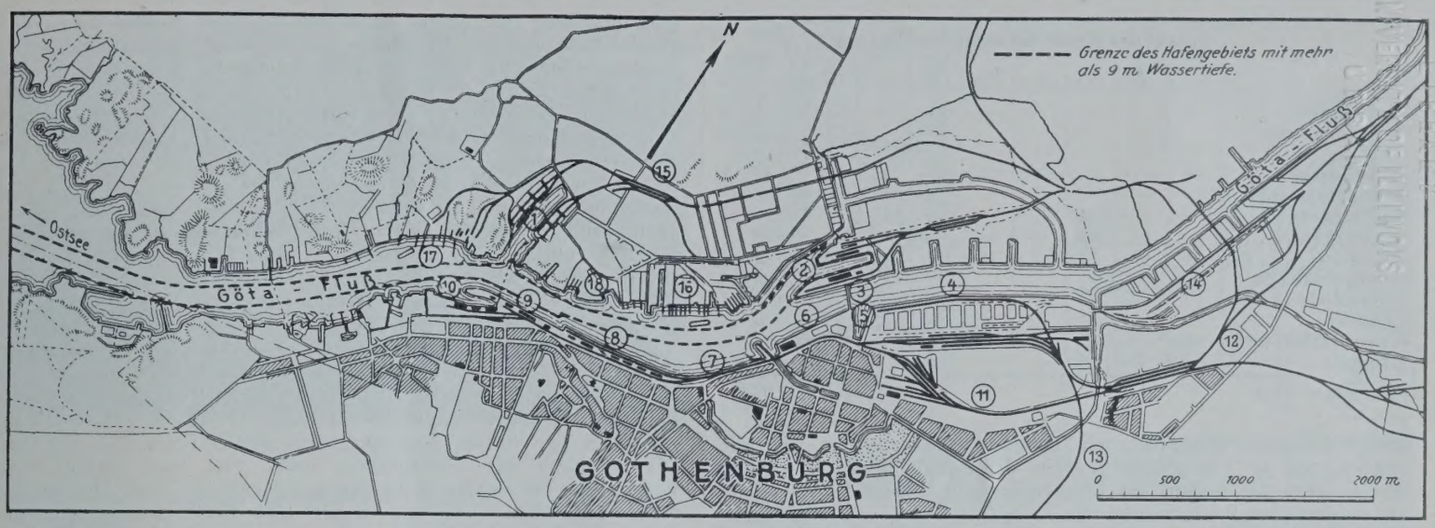
[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 51, S. 720.

Der Hafen von Gothenburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Gothenburg, im Jahre 1618 von König Gustav Adolf gegründet, hat sich im Laufe der Jahre, insonderheit seit Beginn dieses Jahrhunderts dank den außerordentlich günstigen natürlichen Vorbedingungen zu Schwedens bedeutendster Handels- und Hafenstadt entwickelt. Ungefähr in der Mitte der schwedischen Westküste am Skagerrak und Kattegatt an den Ufern des Götaflusses etwa 3 km von seiner Mündung liegend, sieht sich „des schwedischen Königreiches zweite Stadt" ohne ernstlichen Wettbewerb im Besitze eines umfangreichen Hinterlandes, das neben Schonen, der Kornkammer Schwedens, Bergslagen, den westlichen Teil Mittelschwedens mit seinen Wäldern und einer hochentwickelten Industrie umfaßt und sich bis nach Dalekarlien hinein erstreckt. Von der offenen See wird Gothenburg durch ein etwa 15 km breites Schärengebiet getrennt, in dessen innerem Teil der Rivöfjord einen ausgezeichneten Ankerplatz auch für die größten Schiffe bietet. Von der Flußmündung führt ein gebaggerter Kanal mit 150 m Sohlenbreite und 10 m Tiefe bei Niedrigwasser bis zur Grenze des Hafens, der eine Länge von etwa 11 km hat und durch die Hisingsbrücke, eine Drehbrücke von 17 m l. W., in zwei Teile zerlegt wird. Der obere, nordöstliche Teil ist der Binnenschiffahrt vorbehalten, der untere, südwestliche Teil für die Küsten- und Seeschiffahrt bestimmt. Der obere Teil hat eine Breite von 40 bis 50 m bei einer Tiefe von 5,8 m, der untere eine Breite von 120 bis 125 m, wobei die nordöstliche Hälfte dieses Teiles eine Tiefe von 9 m, die andere eine solche von 10 m aufweist.

Der Tidehub beträgt nur 0,30 m, HHW liegt 1,65 m über MW, NNW 1 m unter MW. Der Hafen als solcher ist fast eisfrei, ge-



1 Sannagards-Hafen. 2 Freihafen. 3 Hisings-Brücke. 4 Gullbergs-Kai. 5 Lilla Bommens-Hafen. 6 Packhaus-Kai. 7 Schiffbrücken-Kai. 8 Masthuggs-Kai. 9 Stigbergs-Kai. 10 Fischereihafen. 11 Staatseisenbahn. 12 Bergslagseisenbahn. 13 Westküstenbahn. 14 Westgötabahn. 15 Verschiebebahnhof Sannagard. 16 Schiffswerft Götawerke. 17 Schiffswerft Eriksberg. 18 Schiffswerft Lindholmen.

legentliche Sperrungen durch Treibeis von der Ostsee werden durch kräftige Eisbrecher beseitigt, so daß der Hafen im allgemeinen zu jeder Tages- oder Nachtstunde während des ganzen Jahres angelaufen werden kann.

Als Binnenschiffahrtstraße dient der Götafluß, dessen Stromschnellen durch den bei NNW 4.4 m tiefen Trollhäta-Kanal umgangen werden; dieser kann durch Fahrzeuge von 87 m Länge, 12,5 m Breite und 4 m Tiefe benutzt werden und ermöglicht so nicht nur einen regelmäßigen Binnenschiffsverkehr für Güter und Fahrgäste, sondern auch das Aufsteigen kleinerer Seeschiffe zu den am Vänern-See belegenen Häfen. Der von diesem über den Vättern-See nach der Ostsee bei Söderköping führende Kanal besitzt allerdings nur rd. 3 m Tiefe (die Schleusen sind 35,6 m lang und 7,12 m breit), ermöglicht aber doch einen umfangreichen Güter- und Personenverkehr mit dem Innern des Landes, ja sogar mit Stockholm. Die sechs von Gothenburg ausgehenden Eisenbahnlinien mit zahlreichen Zweigbahnen verbinden es mit jedem nicht an oder in der Nähe der Wasserstraßen belegenen Ort von einiger Bedeutung.

Den ältesten Teil des Hafens (s. den Lageplan[1]) bilden 2 bis 4 m tiefe Kanäle in der Stadt selbst, die heute nur von Motorbooten und Segelschiffen benutzt werden. Mit dem Anwachsen der Schiffsgrößen und dem infolge der Erbauung der Eisenbahnen zunehmenden Verkehr mußte der ursprünglich nur 3 m tiefe Götafluß vertieft werden. Allmählich entstanden auch in der Zeit von etwa 1850 bis 1902 die nordöstlich des Masthuggskais belegenen Kaianlagen (Skepsbrokai, Packhuskai, der Lilla Bommenshafen und der Gullbergskai); die Wassertiefe vor diesen beträgt jetzt zwischen 3 und 6 m.

Im Jahre 1906 wurde der Bau des Stigbergkais in Angriff genommen, der bei 363 m Länge zunächst 8 m, später 9 m Wassertiefe bei NW zeigt. In den Jahren 1914 bis 1916 wurde der Kai um 115 m nach Südwesten verlängert bei einer Wassertiefe von 7 m; schließlich wurde mit Zunahme der Überseedampfer die Wassertiefe auf 200 m Länge bis auf 10 m gebracht.

Während diese Anlagen für den Fahrgast- und allgemeinen Güterverkehr geschaffen wurden, fehlte es an für Massengutverkehr brauchbaren Kaianlagen. Es wurde daher der 7 bis 8 m tiefe Sannegårdshafen erbaut und im Januar 1914 dem Verkehr übergeben. Seine Nordwestseite in einer Länge von 550 m ist für die umfangreiche Kohlen- und Kokseinfuhr bestimmt. Das Ufer ist mit vier fahrbaren Kohlenverladebrücken und darauf laufenden Drehkranen sowie einer Anzahl fahrbarer Vollportalkrane ausgerüstet. Sämtliche Krane arbeiten mit Greifern für 2,3 bis 3,2 t Aufnahmevermögen. Die für die Verladung von Grubenholz, Zellstoff und Eisen bestimmte Ostseite des Hafens mit 350 m Länge ist gleichfalls mit Kranen, jedoch ohne Greifer versehen. Der Sannegårdshafen hat sein eigenes, mit dem staatlichen verbundenes Eisenbahnnetz, das allmählich dem Bedarf entsprechend entstand.

Schon im Jahre 1890 plante man die Einrichtung eines Freihafens in Gothenburg, aber erst im Jahre 1914, als der Bau eines Zentralhafens in Angriff genommen war, gelang es, die Absicht dadurch zu verwirklichen, daß dieser für ein Zollausschlußgebiet in Aussicht genommen wurde. Das Freigebiet liegt auf dem nördlichen Ufer des Flusses, dem Geschäftsviertel der Stadt gerade gegenüber. Der Hafen wurde für die Schiffahrt im Anfang des Jahres 1922 eröffnet und erhielt die Eigenschaft als Freihafen im August 1922. Die Fertigstellung des Hafens vermehrte die in Gothenburg vorhandene Kailänge um etwa 1100 m. Die Wassertiefe beträgt 9 m. Die Schuppen und Speicher haben über 17 000 m² Grundfläche. Die Einrichtung des Freihafens ermöglicht es Gothenburg, den Transithandel zu entwickeln, den die geographische Lage des Hafens außerordentlich begünstigt.

Um den Fischhandel des Hafens zusammenzufassen, ist ein ausgedehnter Fischereihafen auf der Südseite des Götaflusses, westlich vom Stigbergskai in drei Ausbauabschnitten hergestellt worden. Der Hafen hat eine nutzbare Uferlänge von 944 m, von der eine Strecke von 691 m auf Kaimauern mit 5 m Wassertiefe und der Rest auf Anlegebrücken mit einer Wassertiefe von 3 bis 5 m entfällt. Auf der Südseite des Hafens befinden sich drei Versteigerungs- und Packhallen, in deren Obergeschoß private Geschäfte und Speicherräume untergebracht sind. Hinter den Anlegebrücken sind einige Schuppen und zwei eingezäunte Flächen für das Salzen von Frischhering und das Packen von Salzhering angeordnet. Die sämtlichen im Hafen gelandeten Fischmengen werden unter der Leitung der Hafenverwaltung versteigert. Die Versteigerungsgebühren betragen für Heringe in ganzen Ladungen 2 bis 3 % des Versteigerungserlöses, bei Teilverkäufen 3 bis 4 % und bei anderen Fischen 4 bis 5 %.

Zur Entlastung der Kaimauern ist ein Teil des Flusses mit Ankerbojen versehen für das Festmachen von Schiffen, die sich des Leichterverkehrs beim Löschen und Laden bedienen. Die etwa 60 Bojen, die für 45 Fahrzeuge ausreichen, sind über den Fluß fast in seiner ganzen Länge innerhalb des Hafengebiets verteilt. Die Wassertiefe zwischen den Bojen wechselt zwischen 3 und 8 m. Diese Schiffsliegeplätze werden meistens für Fahrzeuge gebraucht, die Kohle bringen und Holz ausführen. Etwa 3000 Leichter von 50 bis 70 t Tragfähigkeit stehen für den Umschlag zur Verfügung. Fünf besonders für diese in einfacher Form hergestellte Hafenteile dienen ihrer Unterbringung. Die Bojen im äußeren Teile des Hafens dienen als Warteplätze für Schiffe, die nicht sofort an einer Kaimauer anlegen können.

Insgesamt verfügt der Hafen einschließlich der inneren Kanäle über 14 800 m Kaimauern, vor denen auf eine Länge von 885 m 6 m, von 850 m 7 m, von 309 m 8 m und von 1355 m 9 m und mehr Wassertiefe vorhanden ist.

Über die Ausrüstung des Hafens mit Kranen gibt umstehende Tabelle (S. 778) Auskunft.

Daneben ist ein Schwimmkran von 80 t Tragfähigkeit vorhanden.

Hinter dem größten Teil der Kaimauern liegen hölzerne einstöckige Schuppen von im allgemeinen 20 bis 25 m Breite und 60 bis 100 m Länge, deren aus Granitpflaster bestehender Fußboden in gleicher Höhe mit Kaimaueroberkante liegt. Daß an Speichern aus Mauerwerk oder Eisenbeton ein empfindlicher Mangel besteht, beruht auf den außerordentlich schlechten Bodenverhältnissen. Nur am Stigbergskai, wo der Untergrund auf eine kurze Strecke aus Felsen besteht, ist ein unterkellerter zweistöckiger Speicher mit flachem Dach aus Eisenbeton hergestellt worden. Auf jeder Seite des Freihafens befindet sich ein einstöckiger, 170 m langer und 30 m

[1]) Vergl. Kunt E. Pettersson, Chief Engineer, Gothenburg: Gothenburg, The Chief Port of Sweden in The Dock and Harbour Authority, London, Januar 1925, Heft 51.

Ort	Anzahl der Krane bei einer Nutzlast von t								Summe
	1½	2	2½	3	3½	4	5	22	
Gullbergskai . .	—	—	—	—	—	—	5	—	5
Lilla Bommens-hafen	—	—	—	1	—	—	—	—	1
Packhauskai . .	—	—	—	4	—	—	7	—	11
Schiffsbrückenkai.	2	—	—	2	—	—	2		6
Masthuggskai . .	1	—	4	—	—	—	15	1	21
Stigbergskai . .	—	—	4	—	—	—	9	—	13
Freihafen . . .	—	—	13	—	—	—	9	—	22
Sannegårdshafen									
Westseite . . .	—	—	—	—	—	4	8	—	12
Ostseite . . .	—	—	—	—	1	—	5	—	6
Innere Häfen und Kanäle	—	1	—	—	—	—	1	—	2
	3	1	21	7	1	4	61	1	99

breiter hölzerner Schuppen mit Betonbrandmauern und von geneigtem, an der Vorderseite in Höhe der Kaimauer, an der Rückseite in Höhe des Bodens der Eisenbahnwagen liegendem Fußboden. Am Nordkai des Freihafens ist ein 63 auf 24 m großer dreistöckiger Speicher aus Eisenbeton auf Pfählen und einer Grundplatte aus dem gleichen Baustoff erbaut worden, dessen Last infolge der Höhenlage der 3 m unter dem Grundwasserstande angeordneten Fundamentsohle in der Hauptsache durch den Auftrieb aufgenommen wird. Die Gesamtfläche der gedeckten Räume im Hafen beträgt 34 000 m², von denen auf den Freihafen 17 000 m² entfallen. Sämtliche Kaimauern sind mit Eisenbahngleisen ausgerüstet, deren Zahl vor den Schuppen im allgemeinen zwei beträgt, hinter ihnen aber häufig viel größer ist. Drei Verschiebebahnhöfe an dem Sannegårdshafen, dem Freihafen und dem Fischereihafen stehen in unmittelbarer Verbindung mit den Bahnhöfen der Hauptlinien in der Stadt. Die Länge der Gleise im Hafen beträgt 53,5 km, davon 12,5 km im Freihafen.

Drei Schiffswerften mit einer Anzahl von Aufschleppen für Schiffe bis zu 125 m Länge, einem Schwimmdock von 1750 t, einem weiteren von 7000 t und einem solchen von 18 000 t Tragfähigkeit dienen dem Neubau und der Instandsetzung von Schiffen. Ein weiteres Schwimmdock von 14 000 t Tragfähigkeit ist im Bau.

Gothenburg hat in bezug auf Einfuhr und Ausfuhr den größten Verkehr von allen schwedischen Häfen. Der Umschlag wuchs von 1901 bis 1916 von 2 000 000 auf 4 300 000 Gütertonnen. 1917 zeigte einen Rückschlag infolge des Unterseebootkrieges, jedoch nur hinsichtlich der Einfuhr. Im Jahre 1919 war mit 3 300 000 t der Vorkriegsstand wieder erreicht. Der Verkehr in Schweden beheimateter Schiffe stieg von 3 600 000 N.R.T. im Jahre 1911 auf 7 700 000 N.R.T. im Jahre 1916. Kennzeichnend für die Entwicklung des Hafens ist die Inanspruchnahme der Krane, die von 7000 Kranstunden (1901/1905) auf rd. 140 000 Kranstunden (1923) anstieg. Die entsprechenden Einnahmen betrugen 1901: 20 930 Kr. und 1923: 1 145 663 Kr. Der Versteigerungsumsatz im Fischereihafen stellte sich 1911 auf 1 138 341 Kr. und 1918, wo er seinen Größtwert hatte, auf 34 416 311 Kr.

Wie bereits erwähnt, sind die Untergrundverhältnisse im Hafengebiet sehr schlecht. Der Boden besteht meistens aus Klei mit einem Wassergehalt von etwa 67 %, der sich bis in eine so große Tiefe erstreckt, daß er mit den üblichen Gründungsweisen nicht erreicht wird. Dieser Umstand hat zu einer Anzahl von Sonderlösungen Veranlassung gegeben, die im folgenden kurz beschrieben werden sollen.

Sowohl in älterer wie in neuerer Zeit hat man Holzpfähle benutzt, um das Gewicht der Kaimauern in eine größere Tiefe zu übertragen. Zeitweise wurden unter dem Wasserspiegel Holzkisten, durch deren Füllmasse die Pfähle hindurchgerammt wurden, angewandt, um das Gewicht zu verteilen und die Tragfähigkeit der Pfähle zu erhöhen. Auch sind gelegentlich Faschinen benutzt worden, um sowohl den lotrechten Druck wie den wagerechten Erddruck aufzunehmen. Die Faschinen wurden hinter den Holzkisten eingebaut, gelegentlich bis zu 30 m Breite bei einer Dicke von 4,5 m.

Als es notwendig wurde, Kaimauern für eine größere Wassertiefe als 6 m zu erbauen, stellte sich heraus, daß diese Bauart bei den vorhandenen Verhältnissen nicht mehr wirtschaftlich sei. Man ging dazu über, die oberen weicheren Schichten wegzubaggern und durch Kiesschüttungen zu ersetzen, in die die Pfähle hineingerammt werden. Die nicht weggebaggerten Schichten können das Gewicht dieser Kiesschüttung im allgemeinen aufnehmen. Man hat sich dabei nicht darauf beschränkt, Kies unter die Kaimauer zu bringen, sondern solchen auch auf der Sohle des Hafenbeckens angeordnet, damit er dem Gewicht des Kieses hinter der Kaimauer entgegenwirke. Die Kaimauern wurden in zwei verschiedenen Bauarten hergestellt, entweder mit oder ohne eine geböschte Schüttung hinter der Vorderkante der vorderen Betonwand. Die Bauart ohne Böschung, wobei die Kiesschüttung durch eine Betonwand in der Vorderkante der Mauer gestützt wird, ist bei dem Sannegårdshafen angewandt. Der Eisenbetonrost der Kaimauer, der auf verhältnismäßig wenig Pfählen ruht, ist ungefähr 10 m breit. Es war zunächst geplant, auch die Kaimauern im Freihafen nach derselben Bauweise herzustellen, jedoch entschied man sich schließlich zu der zweiten Bauart, da die erste keine hinreichende Sicherheit zu bieten schien. Hinter dem in diesem Falle 6 m breiten, von Pfählen getragenen Eisenbetonrost ist ein gleichfalls von Pfählen getragener 20 m breiter Holzrost angeordnet. Die Böschung der Kiesschüttung unter dem Rost beträgt etwa 1 : 2,5. Wie bei der Mauer im Sannegårdshafen ist auch hier auf der Sohle des Hafens vor der Mauer eine breite Kiesdeckung angebracht, jedoch ist hier die in ihrer Sohle wagerecht durchgehende Sohle der Kiesschüttung unter der Mauer durch eine geböschte derart ersetzt, daß die Stärke der Schüttung unter der Mauer zwischen 3 und 6 m wechselt.

Solange die Wassertiefe im Hafen 6 m nicht überschritt, war der Salzgehalt des Wassers im Hafengebiet so gering, daß der Bohrwurm nicht auftrat. Als jedoch der Hafen vertieft wurde, konnte das Süßwasser des Götaflusses das Salzwasser nicht länger zurückhalten. Eine Unterströmung mit größerem Salzgehalt fand ihren Weg weiter und weiter in den Hafen hinein, so daß das Wasser des Hafens 2,7 % Salzgehalt erhielt. Zum Schutze gegen den Bohrwurm sind die hölzernen Pfahlroste der seitdem erbauten Mauern durch eine in der Vorderkante der Kaimauer angeordnete Eisenbetonspundwand aus 12 bis 14 m langen, 50 cm breiten und 35 cm starken Bohlen gegen das Außenwasser abgeschlossen.

Hinreichend tragfähiger Baugrund ist, wie betont, nur an wenigen Punkten des Hafengebietes zu finden. Am Sannegårdshafen findet sich eine kurze Strecke mit Felsen in geringerer Tiefe und ebenso bei einem Teil des Stigbergkais. Hier sind bis zu 8 m Tiefe des tragfähigen Baugrundes massive Mauern errichtet. Nur wo die Tiefenlage größer wurde, ist die Kaimauer aus einzelnen, auf dem Felsen ruhenden Betonpfeilern mit dazwischengespannten Gewölben hergestellt worden.

Um die Tragfähigkeit der ganz im Klei oder teilweise in dem aufgeschütteten Kies, teilweise im gewachsenen Boden steckenden Holzpfähle festzustellen, hat man umfangreiche Belastungsversuche vorgenommen und auch die Ergebnisse solcher bei anderen Bauten zum Vergleich herangezogen. Mit Hilfe dieser Versuchsergebnisse ist eine umfangreiche Tabelle über die zulässige Belastung der Pfähle je nach ihrer Länge und Stärke aufgestellt worden, von deren Wiedergabe jedoch abgesehen werden möge. Ihr Inhalt läßt sich dahin zusammenfassen, daß man die zulässige Belastung eines Pfahls bei 3½facher Sicherheit in t erhält, wenn man seine Mantelfläche in m² gerechnet durch etwa 2 bis 2,4 teilt, wobei 2 für die längsten (23 m) und 2,4 für die kürzesten (9 m) Pfähle gilt.

Auf Grund vorstehender Darlegungen läßt sich über den Hafen Gothenburg zusammenfassend folgendes sagen: In allgemein wirtschaftlicher Beziehung genießt der Hafen Gothenburg infolge seiner geographischen Lage sehr große Vorzüge. In technisch-wirtschaftlicher und technischer Beziehung ist das Bild weniger günstig. Die durch vorhandene Bebauung und die Geländeverhältnisse erzwungene Entwicklung des Hafengebiets in der Längsrichtung und auf beiden Ufern des Flusses sowie der teilweise auf dieselben Gründe zurückzuführende Ausbau des Hafens ohne einen einheitlichen Plan, der durch schlechte Untergrundverhältnisse bedingte Mangel an Speichern und der schwierige Bau der Ufereinfassungen sind Nachteile, die auf den Betrieb des Hafens stark hemmend und verteuernd wirken müssen. Trotzdem überwiegen die Vorzüge der Lage die Nachteile der Örtlichkeit so stark, daß Gothenburg auch in Zukunft der bedeutendste Hafen Schwedens bleiben wird. —dt.

Alle Rechte vorbehalten.

Die selbsttätige Wehranlage beim Black Canyon Staudamm.

Der für die Bewässerung des über 9000 ha großen, fruchtbaren und in hoher Kultur stehenden Emmet-Distrikts (West-Idaho) am Payette River kürzlich vollendete Black Canyon Staudamm ist mehrfach in amerikanischen Fachzeitschriften und u. a. auch in „Beton u. Eisen“ 1925, Heft 12, besprochen worden. In „Eng. News-Rec.“ vom 25. Juni 1925 bringt J. Hinds vom Kulturbaubureau der Vereinigten Staaten einen Aufsatz, in dem er besonders die selbsttätige Wehranlage beschreibt. Diese besteht nach der Gesamtansicht (Abb. 1) aus drei Teilen von je 19,5 m Lichtweite und stellt — vom südlichen Widerlager aus — etwa das zweite, im eigentlichen Flußbecken gelegene

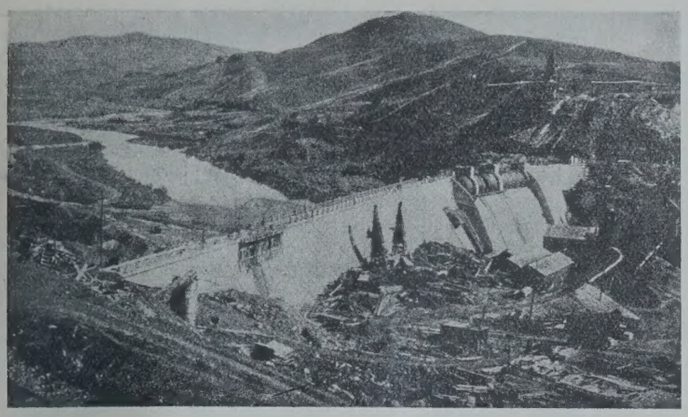


Abb. 1.

Fünftel des im übrigen als Schwergewichtmauer ausgebildeten Bauwerkes dar.

Die Höhe des Wehrkörpers beträgt etwa 4,40 m, die Überlaufmenge etwa 1130 m³/Sek. Es kann vorübergehend zwar auch eine größere Überfallmenge bewältigt werden, doch glaubt man im allgemeinen mit einer solchen nicht rechnen zu müssen. Abb. 2 zeigt die Querschnitte durch Wehrmitte und durch einen Pfeiler mit Bedienungsgalerie, Abb. 3 die Einzelheiten des von Hinds als Trommelwehr bezeichneten eisernen, in seiner Form an die Sektorwehre[1]) erinnernden, durch zwei sich spitzwinklig schneidende Bogenlinien begrenzten Wehrkörpers, Abb. 4 die Einzelheiten der Bedienungs- und Antriebskammern.

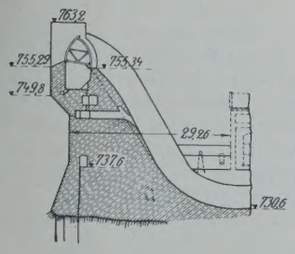


Abb. 2a.

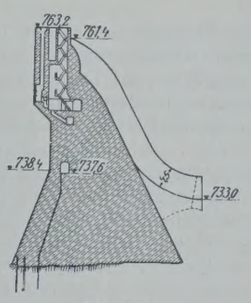


Abb. 2b.

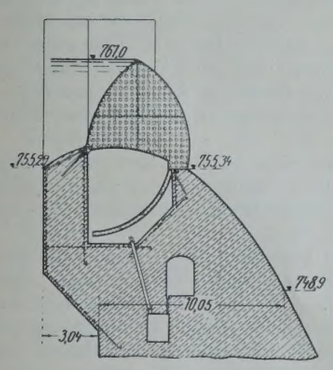


Abb. 3a.

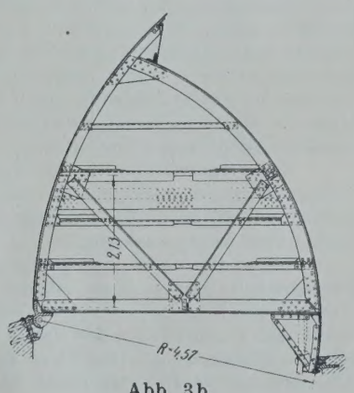


Abb. 3b.

Das Heben und Senken geschieht durch Füllen und Leeren der genieteten und dicht kalfaterten Wehrtrommel; Abb. 5 zeigt das Schema dieser selbsttätigen Stellvorrichtung, mit der jedes der drei Wehre versehen ist. Außerdem sind die hier schematisch dargestellten Elemente der Stellvorrichtung auch in Abb. 4, in maßstäblicher Darstellung in den Querschnitt des Pfeilers eingezeichnet, festzustellen.

Wenn bei anwachsender Flut das Wasser über die Wehroberkante steigt, muß die Trommel sofort gesenkt und, sobald der entsprechende Wasserüberschuß frei abzulaufen vermag, festgelegt werden. Es wird dies dadurch erreicht, daß man das Auslaufventil unter dem Antriebe der Wehrtrommeln anordnet und den Wasserspiegel stets unter Dammkrone hält, da das in Rede stehende System zwischen beiden einen ständigen Höhenunterschied erfordert, der freilich um bis zu 15 cm schwanken darf.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 16, S. 164 u. 165.

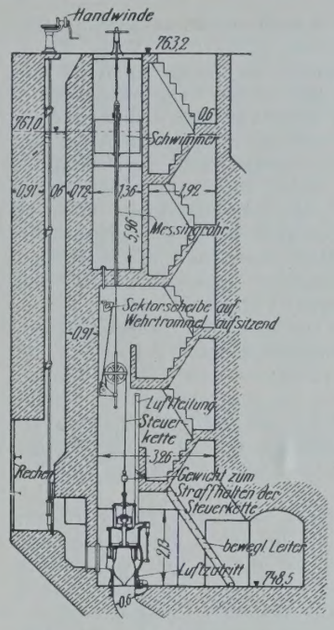


Abb. 4.

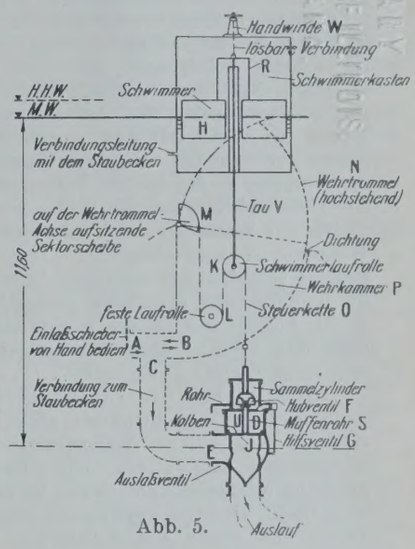


Abb. 5.

Abb. 5 zeigt die aufrechtgestellte Wehrtrommel in gestrichelten Umrissen, sowie die anderen Teile der Stellvorrichtung für den auch in Abb. 3a dargestellten Fall, daß das Wasser mit der Wehroberkante genau in gleicher Höhe ist. Das für die erste Einstellung und bei etwaigem Leckwerden der Trommel auch weiterhin erforderliche Wasser tritt durch ein von Hand bedientes Einlaßventil *A* ein. Dieses ist nur teilweise geöffnet und auf diejenige kleinste Durchflußmenge eingestellt, die zur Aufrechterhaltung des erforderlichen Druckes in der Wehrkammer und zum Ersatz des Leckwassers bei geschlossenem Auslaßventil gerade noch genügt. Der Wehrkörper wird gesenkt durch Öffnen des Ausgleichventils *E*, worauf er das in ihm enthaltene Wasser durch die Öffnungen *B* und *C* abgibt, ohne daß das Einlaßventil *A* dabei geschlossen zu werden braucht. Die verwendeten Ventile haben 12″ Durchmesser und 12″ Hubhöhe, werden durch den Druck des durchfließenden Wassers geregelt und haben eine für derartige Zwecke besonders ausgebildete Bauart. Der Druck in der Ventilkammer *E* gelangt durch das teilweise geöffnete Hilfsventil *G* in das Kolbengehäuse *U* und oberhalb des Kolbens *J*. Steht *G* mit *U* nicht in Verbindung, so ist der Druck auf das obere Kolbenende ebenso stark wie auf das untere; ist die obere Druckfläche größer als die untere, so wird der Bolzen gegen seine Unterlage gepreßt. Vermag nun das Wasser aus dem Kolbengehäuse *U* durch eine Öffnung auszutreten, die weiter ist als die des Hilfsventils, dann wird der Druck auf das obere Kolbenende sinken und die Kolbenstange durch den nunmehr stärkeren Druck auf das Kolbenende von ihrer Unterlage hochgehoben werden; der Ablauf aus *U* wird durch den Schieber *D* und das Hubventil *F* geregelt.

Unter gewöhnlichen Verhältnissen wird der Stauspiegel zunächst langsam ansteigen, wobei das Wasser um den Schwimmer *H* mit dem Staubecken in Verbindung steht durch eine Leitung, die außerhalb der in Dammnähe herrschenden Strömungen und Wirbel mündet. Dieser Wasserstand bei *H* ist stets derselbe wie im Flusse oberhalb des Staudammes, wird daher jedes Steigen und Sinken des Wassers mitmachen, wenn der Schwimmer richtig eingestellt ist. Dessen Bewegungen werden durch den Bügel *R* und das Tau *V* auf die Schwimmerrolle *K* übertragen, wo sie verdoppelt und durch eine messingne Steuerkette *O* auf das Hubventil *F* übertragen werden. Hebt sich dieses ein wenig, so wird der Ausfluß aus *U* größer als der Zustrom, der Druck nimmt ab, der Kolben steigt und damit das Muffenrohr *S*, das erst bei der Annäherung an *F* gehoben wird; hört der Auslauf aus *U* auf, wird der Druck auf den Kolben wieder stärker.

Fährt der Schwimmer fort zu steigen, so steigt entsprechend auch das Hubventil stets gemeinsam mit dem Bolzen des Ausgleichventils. Die erste geringe Bewegung dieses Ventils wird auf die Stellung der Wehrtrommel noch keinen Einfluß haben und nur den Zufluß bei *A* vergrößern; wird jedoch die Öffnung des Ausgleichventils so weit, daß derDruck in der Wehrkammer gerade stark genug ist, um die Wehrtrommel aufrecht zu halten, und wird der Zufluß genau so groß wie der Ausfluß, dann kann man die dadurch gegebene Stellung als Gleichgewichtstellung bezeichnen.

Steigt der Wasserspiegel auch jetzt noch weiter, so wird die Öffnung des Ausgleichventils vorübergehend größer; als Folge davon wird der Ausfluß größer als der Zufluß, der Druck in der Wehrkammer läßt nach und die Trommel geht nieder. Die Steuerkette *O* geht über die Schwimmerrolle *K* bis unter die feste Rolle *L* und ist befestigt an der Sektorscheibe *M*, die auf der verlängerten Achse der Wehrtrommel aufsitzt und sich mit ihr bewegt. Geht diese herunter, dann gibt *O* bei *M* nach, geht unter *L* und über *K* und bewirkt dadurch ein Nachlassen des Hubventils. Der Öffnungsvorgang vollzieht sich nun umgekehrt, und das Ausgleichventil wird heruntergedrückt, indem das Wehr erst dann weiter fällt, wenn der Gleichgewichtszustand erreicht ist. Steigt der Wasserspiegel weiter, so erneuert sich der Vorgang so oft, bis die Wehrtrommel völlig unten ist.

Der Kreislauf der mechanischen Verrichtungen beim langsamen Fallen des Wassers ist der genau entgegengesetzte, indem sich die Wehrtrommel stufenweise hebt; eine plötzliche Änderung des Wasserstandes veranlaßt ein sofortiges Öffnen des Ausgleichventils. Sobald die Trommel die der neuen Spiegelhöhe entsprechende Stellung erreicht, kommt das erstere jedoch selbsttätig schnell in die richtige Lage und benötigt ebenso wenig wie das letztere jedesmal eine besondere mühsame Einstellarbeit.

Sinkt der Wasserspiegel unter seine normale Höhe, dann vermag der Schwimmer unter die in Abb. 5 dargestellte Lage erst dann zu sinken, wenn gewisse für diesen Fall vorgesehene Hemmungen überwunden sind. Das durch eine solche Bewegung mögliche Nachlassen und damit leicht verbundene Unklarwerden der Steuerkette *O* wird durch eine geeignete Gleitverbindung mit dem Ventil und durch ein gußeisernes Gewicht am Ende verhindert (Abb. 4 und 5).

Für den Fall einer plötzlichen Flut ist es denkbar, daß das Wasser noch weiter steigt, wenn das Wehr bereits völlig herabgelassen ist. Die Hubhöhe des Ventils *F* ist etwas größer als die des Ausgleichventils; dieser Unterschied zusammen mit der zur vollständigen Öffnung des Ausgleichventils erforderlichen Schwimmerbewegung gestattet ein Steigen des Wasserspiegels um 30 cm, ohne daß das Zusammenspiel der Vorrichtung gestört wird. Wird das genannte Maß überschritten, dann gerät der Schwimmer zwar unter Wasser, alle Teile sind jedoch widerstandsfähig genug, um auch den alsdann auftretenden Beanspruchungen zu widerstehen.

Die Gleichgewichtstellung des Ausgleichventils *E* muß nicht unbedingt von vornherein festgelegt sein; sie wird vielmehr durch den Zu- und Abfluß in der Wehrkammer, durch das Öffnen des Einlaßschiebers *A* und durch den Abflußkoeffizienten der Ventile bestimmt, ist daher nicht konstant, sondern wird von Zeit zu Zeit nach Bedarf zu regeln sein. Übrigens ist die für die Gleichgewichtstellung in Frage kommende Öffnung verhältnismäßig klein und sind Verschiedenheiten dabei nicht von Belang; ist die Einrichtung fertig eingebaut, so kann sie leicht genau eingestellt werden, indem man die Länge des Taues *V* und der Steuerkette *O* entsprechend regelt.

Eine Handwinde *W* auf der Krone des Zwischenpfeilers ist lösbar mit *V* verbunden und dient zur Bedienung der Wehrtrommel, vermag also dasselbe zu leisten wie ein Steigen des Wasserspiegels; es kann jedoch dank der erwähnten Lösbarkeit der Verbindung mit *V* der selbsttätige Einstellvorgang jederzeit wieder eingeschaltet werden.

Alle mit der Bewegung des Schwimmers in Verbindung stehenden Teile sind frei beweglich ohne Vorsprünge und Verdickungen irgendwelcher Art, die möglicherweise zu Hemmungen oder Störungen führen könnten. Der Schwimmer ist besonders sorgfältig hergestellt und soll völlig wasserdicht sein; für den Fall späterer Undichtigkeit ist jedoch auch ein Schlauch zum Entfernen des Leckwassers vorgesehen. Ki.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. Dezember ausgegebene Heft 23 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Martin Kiessling: Neue Plätze in Frankfurt a. d. Oder. — Regierungspräsident Krüger: Ein deutsches Wohnungsbauprogramm? — Wohnungsnot und Volksgesundheit.

Verschiebung des Baues der Autostraße Köln—Aachen. Die vom letzten Rheinischen Provinziallandtage geplante Herstellung einer Autostraße Köln—Aachen[1]) kann infolge der gegenwärtigen finanziellen Schwierigkeiten der beteiligten Städte und Kreise nicht durchgeführt werden.

Erweiterung des Memeler Hafens. Die Arbeiten am Ausbau und an der Einrichtung des Memeler Hafens werden nach einem Voranschlage 20 Millionen Lit kosten. Der Bauplan sieht die Einrichtung einer großen Niederlage vor, die 8000 t Waren aufnehmen kann, eines Elevators für 10 000 und eines Kühlhauses für 2000 t.

Spannungsmessungen und Bruchversuche an einer Talsperrenmauer. Die Verteilung der Spannungen in einer Talsperrenmauer über gekrümmtem Grundriß zu ermitteln, ist eine verwickelte Aufgabe. Im oberen Teil tritt, wenn die Mauer nicht zu lang ist, Gewölbewirkung ein; im unteren Teil wird diese Wirkung dadurch aufgehoben, daß die Mauer in den Boden eingreift und infolgedessen von dieser Seite her eingespannt ist. Die tatsächlichen Beanspruchungen werden sich also derart zusammensetzen, daß die Mauer teilweise als Schwergewichtmauer, die am Fuße eingespannt ist, teilweise als seitlich eingespanntes Gewölbe wirkt, und beide Beanspruchungen werden an den einzelnen Stellen der Mauer in verschiedenem Maße an der Gesamtspannung beteiligt sein. Spannungsmessungen oder gar Bruchversuche an einer solchen Mauer lassen sich nur schwierig ausführen, und es ist den Amerikanern vorbehalten geblieben, diese Schwierigkeiten überwunden zu haben. Man hat in den Vereinigten Staaten das ganz ungewöhnliche Unternehmen vor, eine Sperrmauer bis zum Bruch zu belasten. Bei der großen Bedeutung, die die Standfestigkeit einer solchen Mauer für die Bewohner und Anlagen in dem unterhalb gelegenen Flußtal hat, ist die genaue Kenntnis der Spannungen in einer Sperrmauer von großem Wert, und da es sich bei solchen Bauwerken um große Mauer- oder Betonmassen handelt, ist die richtige Bemessung des Querschnitts, die nur bei genauer Kenntnis der Spannungen möglich ist, beim Bau einer Talsperre von großer Bedeutung für die Baukosten und damit für die Wirtschaftlichkeit des Werkes. Man kann daher den Kreisen, die die Versuche durchzuführen beabsichtigen, und denjenigen, die hinter ihnen stehen, indem sie die dazu nötigen, nicht unerheblichen Mittel zur Verfügung gestellt haben, seine Anerkennung nicht versagen.

Die Versuchsmauer soll in einem Tal mit ziemlich steil ansteigenden Wänden errichtet werden. An einer Seite wird sie in den Hang eingreifen, an der anderen wird das Gewölbe in einen Block aus Mauerwerk eingespannt. Die Mauer wird zunächst in 18,3 m Höhe ausgeführt und dann stufenweise um je 3 m bis auf 30,5 m erhöht werden. Ihre Stärke an der Sohle beträgt 2,3 m. Die Wasserseite ist senkrecht, an der Luftseite ist ein gekrümmter Anlauf vorgesehen, so daß sie auf halber Höhe eine Stärke von 61 cm erreicht, in der sie dann nach oben weiter verläuft. Der Halbmesser des Gewölbes, an der Wasserseite gemessen, beträgt 30,5 m. An der einstweiligen oberen Begrenzung, also 18,3 m über der Talsohle wird die Spannweite des Gewölbes rd. 38 m betragen. Die größte Spannung, die rechnerisch für diese Mauer eintreten kann, beträgt 28 kg/cm².

Zunächst sollen während eines ganzen Jahres Versuche mit der 18,3 m hohen Mauer gemacht werden, um das Verhalten der Mauer im Sommer und Winter kennen zu lernen. Dann soll die erste Erhöhung um 3 m vorgenommen werden, und nach Untersuchung der Mauer in diesem Zustande soll mit der Erhöhung fortgefahren werden, bis die Mauer zu Bruch geht; ob es gelingen wird, dieses Ziel zu erreichen, kann zweifelhaft sein.

Beim Bau werden in die Mauer eine Anzahl Thermometer und Spannungsmesser eingebettet werden. Elektrische Anzeigevorrichtungen übertragen die Messungen dieser Geräte an Stellen, wo sie abgelesen werden können.

Wenn die Mauer, die aus Beton bestehen wird, fertiggestellt und ausgeschalt ist, wird sie zunächst genau vermessen werden. Ihre Oberfläche wird scharf einnivelliert, und auf der Luftseite wird der Abstand gegen Türme, die eigens zu diesem Zweck errichtet werden, genau eingemessen. Daß diese Türme sich nicht etwa während der Versuche bewegen, wird durch Einvisieren von Festpunkten an den Talhängen überwacht werden. Um die Messungen mit der nötigen Genauigkeit ausführen zu können, werden in Abständen von 1,5 m Bolzen in das Mauerwerk an der Luftseite eingelassen. Die Neigung der Verbindungsgeraden zwischen zwei benachbarten Bolzen wird durch besondere Neigungsmesser ermittelt werden, und hieraus kann die Formänderung der Mauer unter dem Einfluß der schwankenden Wärme und der Belastung festgestellt werden.

Nachdem so die Sperrmauer im unbelasteten Zustande untersucht ist und ihre Form und Abmessungen festgestellt sind, soll sie drei Monate nach dem Ausschalen allmählich dem Wasserdruck ausgesetzt werden. In Stufen von 3 zu 3 m wird der Wasserzufluß unterbrochen, und neue Messungen sollen bei von 3 zu 3 m erhöhtem Wasserstande vorgenommen werden. Wenn dabei Spannungen erreicht werden, von denen man glaubt, daß sie nahe an der Bruchgrenze liegen, soll der Wasserspiegel wieder abgesenkt und es sollen wieder neue Messungen vorgenommen werden. Hierdurch sollen unter Umständen bleibende Formänderungen ermittelt werden. Die Versuche sollen zu verschiedenen Jahreszeiten wiederholt werden, um

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 31, S. 431.

die Abweichungen im Verhalten der Sperre im Sommer und Winter festzustellen. Auch ein Dauerversuch in der Art soll angestellt werden, daß man die Wasserlast einen vollen Monat auf die Mauer wirken läßt. In den Pausen, in denen das Sperrbecken leer ist, sollen besonders noch die Einflüsse des Wärmewechsels auf die Mauer untersucht werden.

Nachdem alle diese Versuche beendet sind, soll die Mauer fortschreitend um je 3 m erhöht und weiter, wenn es möglich ist, bis zum Bruch belastet werden. Dabei soll ein Teil der Mauer so hoch geführt werden, daß er ohne Gewölbewirkung lediglich als Schwerkraftmauer wirkt. Man erwartet, auf diese Art feststellen zu können, ob es sich empfiehlt, die Mauer im unteren Teil als Gewölbe auszuführen, im oberen Teil aber auf die Gewölbewirkung zu verzichten und bloß die Schwere der Mauer dem Druck des Wassers als Gegenkraft entgegenzustellen.

Die Bauarbeiten für die Versuchsmauer sollten schon im Herbst d. J. in Angriff genommen werden. Der mit Ausführung der Messungen und ihrer Auswertung beauftragte Ausschuß ist bereit, Anregungen für die Durchführung seiner Arbeiten aus Fachkreisen entgegenzunehmen. Die Anschrift für derartige Anregungen ist Engineering Foundation, 29, West 39th Street, New York. Wkk.

Das Netz der Verbandstraßen des Ruhrsiedlungsverbandes umfaßt nach der „Arb.-Ztg." 1300 km. Das erste Bauprogramm, das vor kurzem in Angriff genommen wurde, erstreckt sich auf 100 km neuzulegender Straßenstücke. Die neuen Straßenteile werden hergestellt:

1. im Ost- und Westzuge Hamm—Unna—Dortmund—Bochum—Essen—Mülheim—Duisburg—Rheinbrücke Homberg bis nördlich von Mörs an der Einmündung in die Provinzialstraße;
2. in der Nord-Süd-Verbindung Dorsten—Bottrop—Essen;
3. auf der Strecke Recklinghausen—Gladbeck—Osterfeld—Oberhausen—Mülheim;
4. auf der Strecke Hattingen—Gelsenkirchen.

Die auf diesen Strecken bereits bestehenden Straßen werden mitbenutzt und 72 km Verbindungsstücke neu gebaut. Außerdem werden noch etwa 10 km Straßenneubauten hergestellt in Gebieten, wo besonders hohe Erwerbslosenziffern bestehen. Als solche wurden vom Verbandsausschuß bestimmt Stadt Witten, Amt Barop, Amt Wellinghofen, Stadt Hörde und Amt Aplerbeck.

In Angriff genommen sind bisher 22 km, und zwar in Duisburg, in Mülheim, in Bottrop, in der Bürgermeisterei Kray, im Kreise Hattingen, in der Stadt Bochum, in der Stadt Witten, in der Stadt Dortmund und in Homberg. Zum Teil konnten die Arbeiten wegen besonderer Schwierigkeiten, wie zu hoher Grunderwerbskosten, nicht wie vorgesehen begonnen werden. Der Siedlungsverband stellt die Mittel bereit für 9 m Fahrbahn und für zwei Gehsteige von je 1,50 m. Darüber hinausgehende Anlagen, z. B. für Straßenbahn oder Promenadenwege, müssen die zuständigen Gemeinden auf eigene Rechnung ausführen. 1 km Verbandstraße mit Straßengraben und Entwässerungsanlagen chausseefertig hergestellt erfordert etwa 150 000 R.-M. Kosten, einschl. der Bauwerke (Brücken, Unter- und Überführungen) 200 000 R.-M., der fertige Ausbau in Pflasterung 420 000 R.-M. Für die 100 km des ersten Bauprogramms ist also eine runde Summe von 40 Mill. R.-M. erforderlich, verteilt auf eine Bauzeit von 7 bis 8 Jahren.

An Geldmitteln stehen für dieses Jahr etwas mehr als 8 Mill. R.-M. zur Verfügung, und zwar 6 Millionen aus der Erwerbslosenfürsorge; der Rest wird durch Umlage bei den dem Siedlungsverband angeschlossenen Städten und Kreisen erhoben.

Bei der Packlage der Straßen wird Ruhrsandstein benutzt, der hauptsächlich von Altendorf a. d. Ruhr stammt. Dadurch ist es möglich, einen großen Steinbruch, der dort zum Erliegen gekommen war, wieder in Betrieb zu setzen und eine größere Anzahl von Arbeitern wieder zu beschäftigen. Über die Packlage kommt Basaltschotterung, auf der die Makadam- oder auch Bitumendecke aufgebracht wird. An Stellen, wo besonders starke Abnutzung stattfindet oder größere Steigungen zu überwinden sind, wird später eine Pflasterdecke aus schlesischem Granit hergestellt. Auch mit dem Bau mehrerer Brücken ist begonnen worden. Die Ausführung der Arbeiten übernehmen die zuständigen Gemeinden bezw. Ämter unter der Oberleitung des Ruhrsiedlungsverbandes.

Ein ungewöhnlicher Rammbär. Bei Gründungsarbeiten in Fort William mußte eine größere Anzahl starker Pfähle etwa 5 m tief in festen Kies eingerammt werden. Mit dem üblichen eisernen Rammbär von 2,5 t Gewicht wurde bei diesen Arbeiten kein befriedigender Erfolg erzielt, und man kam daher auf den Ausweg, einen Rammbär aus Eisenbeton herzustellen. Um ihn alsbald in Gebrauch nehmen zu können, wählte man als Bindemittel einen rasch erhärtenden Zement mit hoher Anfangsfestigkeit. Der Bär hatte quadratischen Querschnitt mit 46 cm Seitenlänge und war 1,83 m lang; er war mit vier Längseisen von 38 × 38 mm Querschnitt in den Ecken bewehrt; zur Verbindung dieser Einlagen diente Draht von 4,6 mm Durchm. in 5 cm Abstand am oberen und unteren Ende des Blocks und in 10 cm Abstand in der Mitte. Im unteren Teil war der Querschnitt um 5 cm eingezogen. Um das Zugseil anbringen zu können und die Handhabung zu ermöglichen, war im oberen Teil ein Bügel aus 38 mm starkem Eisen, ferner waren oben und unten herausstehende Eisenrohre von demselben Durchmesser eingebettet. Für den Beton war ein Mischungsverhältnis von $1 : 1^1/_3 : 2^2/_3$ gewählt; der Sand war sauberer Flußsand, der Steinschlag hatte eine Korngröße von etwa 20 mm. Die untere Fläche etwa mit einem eisernen Schuh zu bewehren, hatte man nicht für erforderlich gehalten. Der Rammbär wog zwar nur 1 t; da man ihn aber aus 3 m Höhe fallen ließ, wurde der Beton und namentlich die Schlagfläche stark beansprucht, doch hielt er sich, obwohl er bereits 48 Stunden nach der Herstellung in Gebrauch genommen wurde, recht gut und zeigte nach der Benutzung keinerlei Schäden. Wkk.

Die Wasserversorgung von Angora. Die bisherige Wasserversorgung der Stadt Angora muß als sehr schlecht bezeichnet werden. In letzter Zeit sind nach den „V. D. I.-Nachr." Ausschreibungen in Konstantinopel veröffentlicht worden, an denen sich elf Firmen beteiligten. Erfolg hatte indessen nur eine belgische Firma, die seit längerer Zeit auf diesem Gebiete sich in der Türkei betätigte. Die Firma sah sich übrigens gezwungen, ihren Anschlag um 24 % zu ermäßigen. Der Bau soll in acht Monaten fertiggestellt sein. Zwei größere Süßwasserquellen werden nach der Stadt geleitet; die Länge der Wasserleitungen beträgt 5 und 8 km. Da die Wasserversorgung nur bis zur Höhe der Deutschen Botschaft vorgesehen ist, bleibt manches Baugelände, das zur Errichtung von Wohnhäusern geeignet wäre, ohne Wasserversorgung. Alles deutet darauf hin, daß die Pläne nicht von Sachverständigen ausgearbeitet worden sind und daß sich in absehbarer Zeit die Notwendigkeit von Erweiterungsbauten herausstellen wird.

Der Betonfangedamm des Trockendock-Neubaues in Stockholm. Für die auf der Insel Beckholmen im Bau befindliche Trockendockanlage, die für die schwedische Kriegsmarine erbaut wird, jedoch auch für die größten in der Ostsee verkehrenden Handelsschiffe geeignet sein soll, mußte für den Schutz der Aussprengungs- und Betonarbeiten ein 9,5 m hoher Fangedamm erbaut werden. — Mit Rücksicht auf den Umstand, daß der Dockbau voraussichtlich noch mehrere Jahre lang dauern wird (eine bestimmte Bauzeit ist nicht vorgesehen, da die Geldmittel nur allmählich vom Reichstage bewilligt werden), wurde für den Fangedamm eine recht dauerhafte Lösung gesucht, und diese nach einem Aufsatze von K. Holmgren in der „Tekn. Tidskr." in einem eigenartig hergestellten Betongewölbedamme gefunden, wie er in Norwegen u. a. bei dem Fangedamm eines Dockbaues in Stavanger schon zur Ausführung gekommen ist und sich vorzüglich bewährt hat.

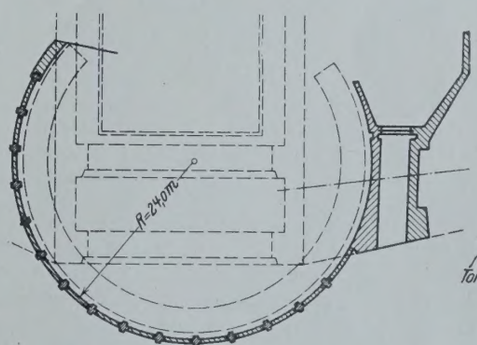


Abb. 1. Grundriß.

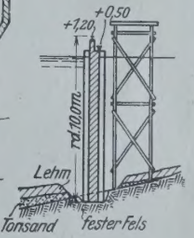


Abb. 2. Senkrechter Schnitt.

Vom statischen Standpunkte ist das System ein in wagerechter Richtung gespanntes Gewölbe, das sich am einen Ende gegen die massive Betonwand des Pumpkanals der Dockanlage, am anderen Ende aber gegen den, durch Abräumen der oberen Lehm- und Tonsandschicht und durch unter Wasser bewirkte Sprengung freigelegten Granitfels stemmt. Das Gewölbe weist bei einem Wasserdruck von 9,5 m Höhe eine Stärke von nur 0,7 m auf. Diese geringe Stärke wurde hauptsächlich mit Rücksicht auf die nach vollendetem Dockbau vorzunehmenden Sprengungs- und Abtransportarbeiten des Fangedammes gewählt. — Bei dieser Gewölbestärke ergab sich eine wagerechte Höchstdruckspannung von 36 kg/cm² infolge Wasserdrucks und 20 kg/cm² infolge von Temperatureinflüssen, insgesamt 56 kg/cm². Dementsprechend mußte eine sehr fette Betonmischung gewählt werden, und zwar wurde die Mischung 1 R.-T. Zement auf 2 R.-T. Sand und $2^1/_2$ R.-T. Kies benutzt.

Die Ausführung geschah nach sorgfältiger Freilegung des Felsens nach der in Abb. 1 u. 2 dargestellten allgemeinen Anordnung, und zwar

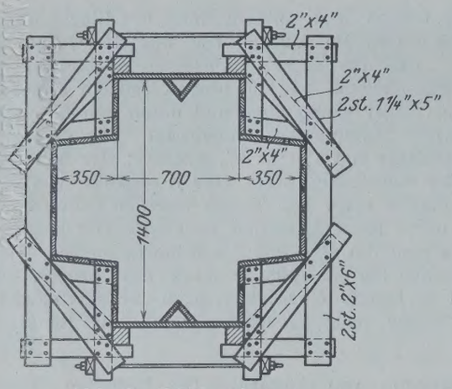


Abb. 3. Pfeilerschalung.

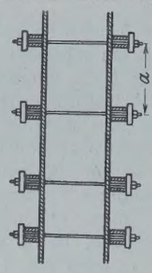


Abb. 5. Schnitt *A—B*. Schraubenabstand *a* = bis 6 m unterhalb Wasserspiegel 80 cm, darunter 60 cm.

wurden erst die Pfeiler (Abb. 3), und nach deren Ausschalung die Zwischenlamellen (Abb. 4 u. 5) hergestellt. Beide Schalungen wurden über Wasser fertiggestellt und als Ganzes versenkt und verankert; bei den Lamellenschalungen wurden die Schraubenbolzen naturgemäß erst nach Versenkung festgezogen. Pfeiler und Lamellen wurden unter Wasser gegossen, und zwar so, daß die Mündung des Gießrohres stets unter der Oberfläche des gegossenen Betons verblieb, wodurch das Fortschlemmen des Zements verhindert werden sollte; die oberste Schicht, die ungeschützt und minderwertig war, konnte nach vollendeter Arbeit entfernt werden. Zur Beurteilung der Sicherheit der Schalung wurden Messungen über den Seitendruck des frisch gegossenen Betons vorgenommen, die 0,35 kg/cm² Pressung bei 9 m Höhe ergaben; hieraus geht hervor, daß bei der angewendeten Arbeitsweise dieser Seitendruck nur etwa $^1/_5$ des hydrostatischen Druckes in einer idealen Flüssigkeit vom gleichen spezifischen Gewicht wie Beton beträgt; die Pressung erwies sich indessen nicht proportional mit der Höhe. Auf Grund dieser Messungsergebnisse wurden die Schalungen stellenweise verstärkt.

Außer den gewöhnlichen Probewürfeln stellte man einen großen Probekörper genau unter denselben Bedingungen und nach demselben Verfahren her, wie den Damm selber, um verläßliche Aufschlüsse über die Festigkeit und Beschaffenheit des unter Wasser gegossenen Betons zu erhalten. Aus dem großen Probekörper wurden sowohl vom innersten Teil als auch von einzelnen Stellen der Außenfläche Probewürfel ausgestemmt; die Würfelbruchproben ergaben das Überraschende, daß im Inneren die Festigkeit um 260 kg/cm², am Umfange aber um 450 kg/cm² herum schwankt. Die Annahme von 60 kg/cm² zulässiger Spannung, die der statischen Berechnung zugrunde lag, erscheint somit gerechtfertigt. Der Verfasser der schwedischen Veröffentlichung macht auch auf Folgerungen aufmerksam, die sich hieraus zugunsten eines sorgfältig durchgeführten Betongießverfahrens ergeben.

Im Zusammenhange hiermit ist auch die außerordentlich befriedigende Wasserdichtigkeit, die ohne alle Zusätze oder sonstige Sondermittel erreicht wurde, hervorzuheben. Nach dem Auspumpen des Wassers von der Innenseite des Dammes zeigte sich nur vereinzelt ein geringfügiges, tropfenweises Durchsickern, und die unbedeutenden Undichtigkeiten verstopften sich bald von selbst.

Die Arbeit dauerte infolge des sehr strengen Winters vom August 1923 bis zum Juni 1924. Die Kosten betrugen 143 000 schwed. Kronen. P. N.

Zu dem Nachruf für den verstorbenen Oberbaurat Dr.-Ing. Meythaler in der „Bautechnik“ 1925, Heft 51, S. 722, wird auf Wunsch des früheren Kaiserl. Baurats Aug. Schneider aus Straßburg ergänzend bemerkt, daß Meythaler als Vorstand der Rheinbauinspektion Karlsruhe nur die dieser Inspektion unterstellte, von Baden auszuführende untere Baustrecke von km 209 bis 163,4 (Sondernheim—Iffezheim [Neuhäusel]) ausgebaut hat, während die obere Baustrecke von km 163,4 bis 124 (Iffezheim—Kehl [Straßburg]) mit der Anschlußstrecke bei der Kehler Rheinbrücke, die der elsaß-lothringischen Wasserbauverwaltung zugeteilt worden war, der Oberleitung des Baurats Aug. Schneider unterstand. [1]) C.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Sicherheitsschütz für Wasserkraftanlagen (Kl. 84a, Nr. 417 160 vom 30. 1. 1923 von Dr.-Ing. Hans Thoma in München). — Um einerseits das Schütz mit Sicherheit zu schließen und anderseits das

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 12.

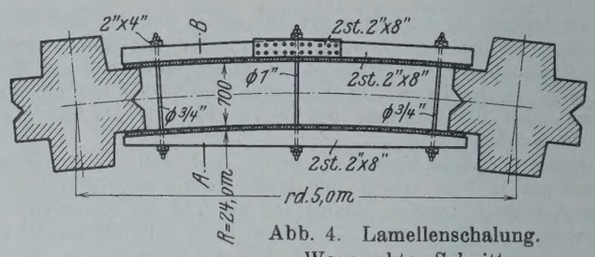
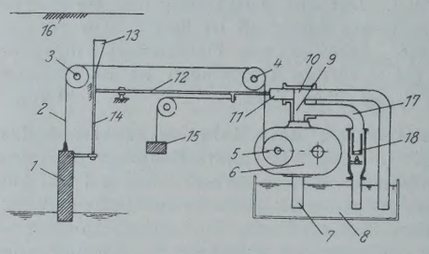
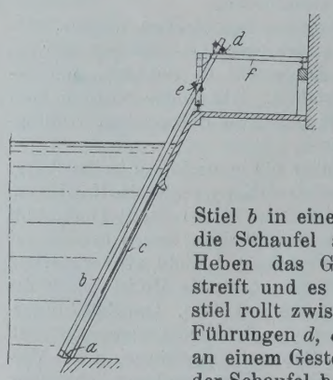


Abb. 4. Lamellenschalung. Wagerechter Schnitt.

Aufstoßen der Schütztafel auf den Grund des Gerinnes zu vermeiden, wird eine durch die Schließbewegung des Schützes betätigte Flüssigkeitsbremse so angeordnet, daß bei Annäherung des Schützes an seine Schlußstellung die Druckleitung der Bremse selbsttätig durch einen vom Schütz angetriebenen Schieber oder ein Ventil abgeschlossen wird. Der Schieber oder das Ventil ist durch ein Gestänge so mit dem Schütz verbunden, daß bei Annäherung des Schützes an den Boden das Ventil oder der Schieber zwangläufig geschlossen wird und so das Schütz nahezu stoßfrei aufsitzt.



Rechenreiniger für Wasserkraftwerke (Kl. 84a, Nr. 408 234 vom 2. 12. 1921 von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, A.-G. in Nürnberg). — Zur Säuberung des aus schräg oder senkrecht nebeneinandergestellten Stäben bestehenden Rechens *c* von Geschwemmsel wird eine Schaufel *a* verwendet, die mit einem der Rechenhöhe entsprechend langen Stiel *b* in einem Gestell *f* derartig geführt ist, daß die Schaufel am Rechen entlanggleitet und beim Heben das Geschwemmsel usw. am Rechen abstreift und es nach oben befördert. Der Schaufelstiel rollt zwischen zwei vom Rechen unabhängigen Führungen *d*, *e* auf und nieder, von denen die eine an einem Gestell fest, die andere zwecks Abhebens der Schaufel beweglich gelagert ist.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: der Reichsbahnoberrat Schnitzspahn, Vorstand der Bahnbauinspektion 2 Heidelberg, als Vorstand zur Bahnbauinspektion 1 Mannheim; die Reichsbahnräte Strack, Vorstand der Bahnbauinspektion Waldshut, als Vorstand zur Bahnbauinspektion 2 Heidelberg, Kärcher, bisher bei der Bahnbauinspektion Freiburg, als Vorstand zur Bahnbauinspektion Waldshut, Linder, bisher beim Abnahmeamt 1 Berlin, zum Abnahmeamt Dortmund mit dienstlichem Wohnsitz in Altena (Westf.) (nicht Werdohl) und Dr. jur. Schell, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe, zur Betriebsinspektion Basel mit dienstlichem Wohnsitz in Lörrach.

Gestorben: die Reichsbahnamtmänner Süssenbach beim E. W. A. 3 Breslau und Reiner, Vorstand des Personalbureaus der R. B. D. Königsberg (Pr.).

INHALT: Zum achtzigsten Geburtstage von Hermann Zimmermann. — Die Zylinderschütze der Unterschleuse des Südabstiegs zu Minden i. W. — Der Hafen von Gothenburg. — Die selbsttätige Wehranlage beim Black Canyon Staudamm. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Verschiebung des Baues der Autostraße Köln—Aachen. — Erweiterung des Memeler Hafens. — Spannungsmessungen und Bruchversuche an einer Talsperrenmauer. — Netz der Verbandstraßen des Ruhrsiedlungsverbandes. — Ungewöhnlicher Rammbär. — Wasserversorgung von Angora. — Betonfangedamm des Trockendock-Neubaues in Stockholm. — Zum Nachruf für den verstorbenen Oberbaurat Dr.-Ing. Meythaler. — Patentschau — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin

Ende des Jahrgangs 1925.

286 07/99 33691 50

UNIVERSITY OF ILLINOIS-URBANA
3 0112 043192225